



# Modélisation à base physique des processus de l'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle

Guillaume Nord

## ► To cite this version:

Guillaume Nord. Modélisation à base physique des processus de l'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle. Hydrologie. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2006. Français. NNT: . tel-00111955v2

**HAL Id: tel-00111955**

**<https://theses.hal.science/tel-00111955v2>**

Submitted on 28 Nov 2006

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE 1**

N ° attribué par la bibliothèque

/ / / / / / / / / / / / /

**THESE**

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE 1**

Spécialité : ***Océan, Atmosphère, Hydrologie***

préparée au

***Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement***  
(LTHE, UMR 5564, CNRS-INPG-IRD-UJF)

dans le cadre de l'Ecole Doctorale «***Terre, Univers, Environnement***»

présentée et soutenue publiquement par

**Guillaume NORD**

le 14 septembre 2006

**MODELISATION A BASE PHYSIQUE DES PROCESSUS  
DE L'EROSION HYDRIQUE A L'ECHELLE DE LA PARCELLE**

---

**Directeur de thèse :**

Michel ESTEVES

---

**JURY**

M. Jean-Pierre CHOLLET	Professeur, UJF Grenoble	Président
M. Gerard GOVERS	Professeur, KU Leuven	Rapporteur
M. Yves LE BISSONNAIS	DR INRA, LISAH Montpellier	Rapporteur
Mme Anne-Véronique AUZET	Professeur, ULP Strasbourg	Examinatrice
M. Michel ESTEVES	DR IRD, LTHE Grenoble	Directeur de thèse



## Remerciements

Je remercie toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Je remercie tout d'abord Michel Esteves qui a initié ce projet et qui m'a accompagné durant ces quatre années de recherche sur l'érosion. Nous avons commencé à travailler ensemble à mon retour d'un séjour d'une année en Australie où j'ai découvert l'étude du transport solide par le ruissellement. Je remercie au passage Ashantha Goonetilleke qui m'a permis de connaître ce domaine et Kevin Wake-Dyster qui m'a donné envie de poursuivre en thèse sur le thème de l'érosion des sols. Je remercie Jean-François Daian qui m'a aidé à comprendre les aspects mécaniques du ruissellement, de la convection de la matière dans un écoulement et les modèles de représentation des processus d'érosion. Je remercie aussi Philippe Belleudy qui m'a apporté des connaissances sur la modélisation des écoulements, le couplage entre l'hydraulique et l'érosion et les méthodes numériques.

Depuis le début de ma thèse j'ai voulu compléter l'étude de la modélisation de l'érosion par une étude expérimentale. Le chemin a été long et parsemé d'obstacles pour parvenir à concrétiser ce projet mais il s'est révélé très enrichissant. Je remercie donc Michel Esteves qui m'a accordé sa confiance sur ce projet comme sur le reste. Je remercie les personnes qui m'ont accordé du temps pour discuter des orientations à prendre. Je pense notamment à Joël Léonard, Gerard Govers et Nicolas Gratiot. Je suis très reconnaissant en vers les personnes qui m'ont permis de mettre au point cette expérience. Merci donc à Jean-Marc Lapetite qui a été à mes côtés en permanence et sans qui cette expérience n'aurait pas pu voir le jour. Merci aussi à Jean-Marie Miscioscia qui a construit le canal, à Bernard Mercier qui a amélioré sensiblement l'efficacité du distributeur de grains et à Jean-Paul Laurent qui nous a prêté une balance électronique. Merci à François Métivier qui nous a donné l'opportunité de tester le distributeur de grains dans ses locaux avant de l'acquérir.

Cette thèse a bénéficié des financements du programme RIDES « Ruissellement, infiltration, dynamique des états de surface » dans le cadre des projets PNRH. Je remercie chaleureusement Anne-Véronique Auzet, coordinatrice du programme, qui m'a permis de m'intégrer dès le début de ma thèse dans les communautés française et internationale de recherche sur la modélisation de l'érosion en me permettant de participer à un atelier sur le sujet aux Etats-Unis en novembre 2003. Je remercie Oliver Cerdan qui a animé l'équipe modélisation du programme RIDES. Je



remercie par ailleurs Yves Le Bissonnais et Sophie Leguédois qui m'ont apporté des connaissances approfondies sur la physique des sols et l'action de la pluie sur les sols.

Suite à une rencontre lors d'un congrès, nous avons engagé une collaboration avec Katerina Michaelides de l'Université de Bristol qui travaille sur des simulations de pluie de grande taille en laboratoire. Nous avons échangé de nombreux messages pour discuter des mesures à effectuer pour satisfaire les besoins des modèles. Nous nous sommes rendus sur place en février 2006 pour participer à une simulation de pluie. Je tiens à remercier Katerina et Ioana pour leur accueil.

Lucille Tatard et Arnaud Koch ont été de précieux collaborateurs pendant leur stage au LTHE. Je les remercie pour le travail effectué et leur souhaite bon courage pour leur vie professionnelle.

Je remercie évidemment Yves Le Bissonnais et Gerard Govers qui ont accepté d'être les rapporteurs de cette thèse durant cette période estivale.

Je remercie Sylviane, Odette, Elif, Martine et Salvator pour les coups de pouce administratifs et notamment la réalisation des missions durant cette thèse.

Merci à tous ceux qui m'ont entouré au labo durant ces quatre années, notamment tous les thésards et stagiaires, et en particulier mes voisins de bureau Leatitia, Alex et Eddy. Je suis très heureux d'avoir fait votre connaissance. Merci à Céline qui m'a initié à l'outil de mise en page que j'ai utilisé pour la rédaction de cette thèse.

Merci aux Paquitas pour les heures passées ensemble à jouer de la salsa. Merci encore pour ce bec de saxophone qui m'aidera à trouver mon propre son pour la salsa !

Merci à Willy, Alexandre et Jérôme pour l'expérience que nous avons partagée au sein d'Afric'impact.

Merci à ma famille, mes parents pour leur soutien sans faille, ma soeur et mon frère pour tous les moments partagés ensemble.

Merci enfin à María qui a toujours été à mes côtés et qui m'a donné la force d'aller au bout de ce travail.

# Table des matières

Table des matières . . . . .	iii
Liste des figures . . . . .	vi
Liste des tableaux . . . . .	xv
Liste des symboles et abréviations . . . . .	xix
<b>Résumé étendu</b>	<b>1</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>3</b>
<b>1 L'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle</b>	<b>7</b>
1.1 La pluie . . . . .	8
1.1.1 La désagrégation . . . . .	9
1.1.2 La mise en mouvement et le transfert des fragments de sol par l'impact des gouttes de pluie . . . . .	10
1.2 Le ruissellement . . . . .	15
1.2.1 Les caractéristiques du ruissellement . . . . .	15
1.2.2 Les propriétés mécaniques de l'écoulement . . . . .	21
1.2.3 La rugosité et le ruissellement . . . . .	34
1.2.4 L'action mécanique de l'écoulement . . . . .	39
1.3 Le transport de sédiment à l'échelle de la parcelle . . . . .	50
1.3.1 Les modes de transport . . . . .	50
1.3.2 La sédimentation . . . . .	58
1.3.3 La sélectivité granulométrique des mécanismes d'érosion à l'échelle de la parcelle . . . . .	65
<b>2 La modélisation distribuée à base physique du ruissellement et de l'érosion hydrique</b>	<b>77</b>
2.1 Introduction . . . . .	78
2.2 La modélisation du ruissellement . . . . .	79
2.3 La modélisation de l'érosion . . . . .	82
2.3.1 La subdivision des processus physiques . . . . .	82
2.3.2 La segmentation spatiale des processus . . . . .	83

2.3.3	Une alternative à la répartition arbitraire des processus . . . . .	84
2.3.4	La modélisation à base physique du transport des particules . . . . .	85
2.4	La présentation du modèle PSEM_2D . . . . .	87
2.4.1	Les équations du Barré de Saint-Venant . . . . .	87
2.4.2	L'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension . . . . .	88
2.4.3	Les processus d'érosion représentés dans le modèle . . . . .	89
2.4.4	Le modèle de détachement par la pluie . . . . .	92
2.4.5	Le modèle d'arrachement/entraînement/dépôt par l'écoulement . . . . .	94
2.5	Le couplage hydraulique-érosion : les méthodes numériques . . . . .	98
2.5.1	La procédure de résolution et le schéma numérique . . . . .	98
2.5.2	Les conditions initiales et aux limites . . . . .	102
2.6	Les premières évaluations du modèle . . . . .	104
2.6.1	Paramètres d'entrées nécessaires au modèle . . . . .	104
2.6.2	Validation de l'hydraulique . . . . .	105
2.6.3	Validation partielle de l'érosion et premières applications illustrant le couplage hydraulique-érosion . . . . .	107
2.7	Conclusion . . . . .	116
<b>3</b>	<b>L'érosion en rigole : Analyse de données expérimentales</b>	<b>119</b>
3.1	Introduction . . . . .	121
3.2	Materials and methods . . . . .	125
3.2.1	Experimental data . . . . .	125
3.2.2	Soils selection . . . . .	126
3.3	Results and discussion . . . . .	127
3.3.1	Aggregate size distribution of the undispersed eroded sediment . . . . .	127
3.3.2	Flow hydraulics . . . . .	138
3.3.3	Sediment load and sediment regime . . . . .	142
3.4	Conclusion . . . . .	145
<b>4</b>	<b>L'érosion en rigole : Expériences numériques</b>	<b>147</b>
4.1	Introduction . . . . .	149
4.2	Materials and methods . . . . .	152
4.2.1	Description of the model . . . . .	152
4.2.2	Numerical experiment . . . . .	156
4.3	Results and discussion . . . . .	161
4.3.1	Hydraulics . . . . .	161
4.3.2	Sediment transport capacity . . . . .	164

4.3.3	Detachment/Deposition model . . . . .	169
4.4	Conclusion . . . . .	180
<b>5</b>	<b>Etude expérimentale du transport solide dans un canal</b>	<b>183</b>
5.1	Introduction . . . . .	184
5.2	Matériels et méthode . . . . .	186
5.2.1	Description du dispositif expérimental . . . . .	186
5.2.2	Analyse dimensionnelle . . . . .	190
5.2.3	Les types de matériaux testés et leurs propriétés physiques . . . . .	191
5.3	Résultats . . . . .	196
5.3.1	Hydraulique du ruissellement non chargé . . . . .	196
5.3.2	Effet de la densité du matériau sur le transport par charriage . . . . .	200
5.3.3	Interaction entre deux modes de transport : le charriage et la suspension . . . . .	208
5.4	Discussion . . . . .	210
5.4.1	Hydraulique du ruissellement chargé en matériau . . . . .	210
5.4.2	Les régimes hydrauliques et les modes de transport . . . . .	213
5.4.3	Les vitesses de déplacement des particules . . . . .	220
5.4.4	Comparaison avec les résultats de la modélisation . . . . .	222
5.4.5	Le modèle de dépôt continu . . . . .	222
5.4.6	Le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement/ entraînement et de transport . . . . .	225
5.5	Ouverture : une modélisation fonction des types de transport plutôt que par classe de particules . . . . .	227
5.5.1	La modélisation de la suspension . . . . .	227
5.5.2	La modélisation du charriage . . . . .	228
5.6	Conclusion . . . . .	229
<b>6</b>	<b>Etude de cas de l'érosion hydrique sur parcelles à partir de simulations numériques</b>	<b>231</b>
6.1	Introduction . . . . .	232
6.2	Matériels et méthodes . . . . .	233
6.2.1	Les paramètres physiques du milieu . . . . .	233
6.2.2	Les paramètres propres à la représentation des processus dans le modèle PSEM_2D	238
6.3	Résultats et discussion . . . . .	241
6.3.1	Les formats de résultats . . . . .	241
6.3.2	La simulation de référence . . . . .	242
6.3.3	Les cumuls à l'exutoire . . . . .	245
6.3.4	La contribution de la pluie et de l'écoulement sur la surface de $100\text{ m}^2$ . . . . .	253

---

6.3.5	La contribution de la pluie et de l'écoulement sur les bandes de $20\text{ m}^2$ . . . . .	256
6.3.6	L'évolution des cumuls d'érosion sur les bandes de $20\text{ m}^2$ . . . . .	258
6.3.7	Relations débit solide et taux d'exportation en fonction du débit à différentes échelles	262
6.3.8	La distribution spatiale du ruissellement et de l'érosion . . . . .	269
6.4	Conclusion . . . . .	273
<b>Conclusion générale et perspectives</b>		<b>275</b>
<b>Annexes</b>		<b>286</b>
<b>A Première annexe</b>		<b>287</b>
<b>B Deuxième annexe</b>		<b>303</b>
<b>C Troisième annexe</b>		<b>305</b>

# Liste des figures

1.1	Rejaillissement du sol et de l'eau suite à l'impact d'une goutte d'eau, ou effet splash d'après <i>Leguédois</i> (2003). Photos : Pierre-Olivier Cochard . . . . .	8
1.2	Distances moyennes de transfert par splash pour les quatre sols étudiés en fonction de la taille des fragments de sol d'après <i>Leguédois</i> (2003) . . . . .	12
1.3	Comparaison des masses des fractions issues de la mise en mouvement et désagrégées (non mobilisées + mises en mouvement) et taux de mobilisation pour le limon moyen sableux (a), l'argile (b) et l'argile limoneuse (c) d'après <i>Leguédois</i> (2003) . . . . .	14
1.4	Les principales variables du ruissellement d'après <i>Julien and Simons</i> (1985) . . . . .	16
1.5	Diagramme de Moody : coefficient de frottement en fonction du nombre de Reynolds pour des écoulements en conduite en régime laminaire et turbulent rugueux d'après <i>Lawrence</i> (1997) . . . . .	17
1.6	Hauteur d'eau en fonction de la vitesse moyenne. Schéma : Déborah Lawrence . . . . .	19
1.7	Nombre de Froude en fonction du nombre de Reynolds d'après <i>Nearing et al.</i> (1997) . . . . .	20
1.8	Profil de vitesse d'un écoulement laminaire . . . . .	22
1.9	Equilibre d'un petit volume d'eau cisailé et profil de contrainte de cisaillement de l'écoulement . . . . .	23
1.10	Profil de vitesse d'un écoulement turbulent . . . . .	25
1.11	Distribution de la contrainte de cisaillement d'après <i>Camenen</i> (2002) . . . . .	26
1.12	Régime turbulent sur une surface lisse d'après <i>Julien and Simons</i> (1985) . . . . .	27
1.13	Régime turbulent sur une surface rugueuse d'après <i>Julien and Simons</i> (1985) . . . . .	28
1.14	Régimes d'écoulement : submersion totale (en haut), submersion marginale (au milieu) et submersion partielle (en bas) d'après <i>Lawrence</i> (1997) <i>d</i> qui signifie <i>flow depth</i> est équivalent à <i>h</i> dans cette thèse . . . . .	31
1.15	Coefficient de frottement en fonction du nombre de Reynolds (a) et du taux d'inondation (b) pour les données de la littérature et le modèle proposé par <i>Lawrence</i> (1997) . . . . .	32
1.16	Instruments de mesure de la rugosité de surface. a) La chaîne . b) Le rugosimètre à aiguille. c) Le laser-scanner. d) La stéréo photogrammétrie d'après <i>Jester and Klik</i> (2005) . . . . .	35

1.17	Courbe de mise en mouvement de sédiments non cohésifs d'après <i>Yalin and Karahan</i> (1979)	41
1.18	Comparaison des données expérimentales de mise en mouvement obtenues pour le ruissellement avec la courbe de Shields, d'après <i>Govers</i> (1987)	43
1.19	Relation entre la résistance au cisaillement du sol et la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement d'après <i>Leonard and Richard</i> (2004). Les données de résistance au cisaillement sont limitées à la gamme $0 - 20 \text{ kPa}$	48
1.20	Processus d'arrachement et de transport en fonction des variations d'énergie due à la pluie et l'écoulement d'après <i>Kinnell</i> (2005). $e_c$ : énergie cinétique critique des gouttes de pluie provoquant le détachement des particules de sol. $\Omega_c$ : puissance de l'écoulement critique pour entraîner des particules de sol non-cohésives. $\Omega_{sol}$ : puissance de l'écoulement critique pour arracher des particules imbriquées dans la matrice de sol (tenues par des forces de cohésion et de frottement).	53
1.21	Classification des modes de transport en fonction du paramètre de Shields et du nombre de Rouse d'après <i>Camenen</i> (2002).	57
1.22	Profil de concentration en sédiments à l'équilibre pour $a/h = 0.05$ d'après <i>Julien</i> (1998).	61
1.23	Photographie au microscope électronique d'un agrégat de la taille des sables d'après <i>Slattery and Burt</i> (1997). La partie encadrée met en évidence de la matière organique et des trous de racine	67
1.24	Sélectivité granulométrique des processus érosifs de l'érosion diffuse. Comparaison des compositions granulométriques agrégées des différents stocks - issus de la désagrégation, mis en mouvement par l'impact des gouttes de pluie et exporté par le ruissellement - pour le limon moyen sableux (a), l'argile (b) et l'argile limoneuse (c) d'après <i>Leguédais</i> (2003)	68
1.25	Un exemple schématique pour illustrer l'estimation de la proportion en agrégats parmi les sédiments érodés à partir des relations développées par <i>Foster et al.</i> (1985) d'après <i>Walling</i> (1990)	70
1.26	Comparaison des distributions granulométriques des sédiments exportés à $0.25$ et $5 \text{ m}^2$ pour le limon moyen sableux (a) et l'argile limoneuse (b) d'après <i>Leguédais</i> (2003). Les barres d'erreur sont les erreurs standards.	72
2.1	Analyse des équations de Saint-Venant d'après <i>Moussa and Bocquillon</i> (1996)	80
2.2	Les processus d'érosion représentés dans PSEM_2D	91
2.3	Procédure utilisée dans PSEM_2D par <i>Nord and Esteves</i> (2005) pour résoudre les équations de Saint venant et l'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension	99
2.4	Les conditions aux limites dans PSEM_2D pour une parcelle rectangulaire avec trois parois non poreuses sur les côtés et à l'amont et une frontière ouverte à l'exutoire	102

2.5	Comparaison entre les débits solides simulés par PSEM_2D, les résultats expérimentaux de <i>Kilinc and Richardson</i> (1973) et les résultats analytiques de <i>Govindaraju and Kavvas</i> (1991). (a) intensité de pluie de $93 \text{ mm h}^{-1}$ , pentes de 15 %, 20 % et 30 %. (b) intensité de pluie de $117 \text{ mm h}^{-1}$ , pentes de 15 %, 20 % et 30 % . . . . .	109
2.6	Comparaison entre (a) les hydrogrammes simulés et (b) les sédigraphes simulés, les résultats expérimentaux de <i>Singer and Walker</i> (1983) et les résultats analytiques de <i>Govindaraju and Kavvas</i> (1991) . . . . .	110
2.7	Variations en pourcentage de la concentration massique en sédiment sortant de la parcelle en régime permanent en fonction des variations en pourcentage de chacun des paramètres testés, tous les autres paramètres gardant leur valeur donnée dans le tableau 2.2. . . . .	112
2.8	Hyétogramme, hydrogramme et sédigraphe à l'exutoire de la parcelle pour la simulation avec microtopographie complexe . . . . .	113
2.9	Variations d'altitude de la surface du sol à la fin de la simulation par rapport à la topographie initiale (les lignes noires sont les frontières entre les zones d'érosion nette et les zones de sédimentation nette . . . . .	114
2.10	Lames d'eau calculées en début de simulation (en-haut). Lames d'eau calculées en fin de simulation (en-bas). Les épaisseurs de lames d'eau sont en mètre. . . . .	115
3.1	Soil texture triangle representing the 33 soils of the WEPP database, 4 soils of the interrill experiments of <i>Leguédois</i> (2003), one soil tested in a rainfall simulation on a $6 \text{ m}$ by $2.5 \text{ m}$ plot in Bristol (2006), and the six soils of the WEPP database selected for this study . . .	126
3.2	Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the loamy sand and sand soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 6 soils). . . . .	129
3.3	Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the sandy loam soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 12 soils). . . . .	130
3.4	Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the clay and silty clay soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 8 soils). . . . .	132
3.5	Comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the clay and silty clay soils of the WEPP database and a silty clay loam of the interrill experiment of <i>Leguédois</i> (2003). . . . .	133
3.6	Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the silt loam soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 16 soils). . . . .	134



3.7	Comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the silt loam soils of the WEPP database with two silt loam soils of the interrill experiment of <i>Legu��dois</i> (2003) and the silt loam soil of a hillslope experiment in Bristol. . . . .	135
3.8	Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the loam and clay loam soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 18 soils). . . . .	136
3.9	Comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the loam and clay loam soils of the WEPP database and a clay loam soil of the interrill experiment of <i>Legu��dois</i> (2003). . . . .	137
3.10	Observed velocities versus flow discharges for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by <i>Elliot et al.</i> (1989) . . . . .	139
3.11	Darcy-Weisbach friction factor versus Reynolds number calculated using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by <i>Elliot et al.</i> (1989) . . . . .	140
3.12	Sediment delivery versus discharge using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by <i>Elliot et al.</i> (1989) . . . . .	142
3.13	Sediment concentration versus discharge using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by <i>Elliot et al.</i> (1989) . . . . .	143
3.14	Sediment delivery as a function of shear stress using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by <i>Elliot et al.</i> (1989) . . . . .	144
4.1	Velocity vectors for the Barnes_ND ( $D_s = 115 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP at 5 min after the beginning of Period 2 . . . . .	157
4.2	The calibrated friction factors versus the added flow rates for each soil in rill eroding conditions using the velocities measured during Period 2 of the experiment . . . . .	162
4.3	Observed and calculated velocities for the five soils during Period 2 of the experiment . . . . .	163
4.4	Observed and calculated sediment loads for the five soils during Period 2 of the experiment . . . . .	166
4.5	Calculated sediment load ( $q_s$ ), sediment transport capacity ( $T_c$ ) and detachment or deposition rate ( $D_{fd}$ ) along the rill length for the Barnes_ND ( $D_s = 115 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at 30 min after the beginning of the simulation . . . . .	170
4.6	Calculated longitudinal velocity, Froude number, and water depth along the rill length for the Barnes_ND ( $D_s = 115 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at 30 min after the beginning of the simulation . . . . .	170
4.7	Evolution of calculated soil surface elevation ( $z$ ) with time along the rill length for the Barnes_ND ( $D_s = 115 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP . . . . .	171

4.8	Calculated sediment load ( $q_s$ ), sediment transport capacity ( $T_c$ ) and detachment or deposition rate ( $D_{fd}$ ) along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu m$ and $\rho_s = 2650 kg m^{-3}$ ) and the formula of Low, at respectively 7 min and 14 min after the beginning of the simulation	172
4.9	Calculated longitudinal velocity, Froude number, and water depth along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu m$ and $\rho_s = 2650 kg m^{-3}$ ) and the formula of Low, at respectively 7 min and 14 min after the beginning of the simulation . . . . .	172
4.10	Evolution of calculated soil surface elevation ( $z$ ) with time along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu m$ and $\rho_s = 2650 kg m^{-3}$ ) and the formula of Low . . . . .	173
4.11	Calculated bed elevation ( $z$ ), water line ( $h + z$ ) and energy line ( $H$ ) along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu m$ and $\rho_s = 2650 kg m^{-3}$ ) and the formula of Low at 14 min after the beginning of the simulation . . . . .	174
4.12	Calculated sediment load ( $q_s$ ), sediment transport capacity ( $T_c$ ) and detachment or deposition rate ( $D_{fd}$ ) along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at respectively 15 min and 21 min after the beginning of the simulation . . . . .	176
4.13	Calculated longitudinal velocity, Froude number , and water depth along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at respectively 15 min and 21 min after the beginning of the simulation . . . . .	176
4.14	Evolution of calculated soil surface elevation ( $z$ ) with time along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP . . . . .	177
4.15	Calculated bed elevation ( $z$ ), water line ( $h + z$ ) and energy line ( $H$ ) along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP at 21 min after the beginning of the simulation . . . . .	178
4.16	Erosion map for the Collamer soil ( $D_s = 45 \mu m$ and $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP at 21 min after the beginning of the simulation . . . . .	179
5.1	Schéma d'ensemble du dispositif expérimental . . . . .	186
5.2	Ressaut hydraulique provoqué par le dépôt de brique pilée . . . . .	190
5.3	Pourcentage volumique cumulé de la porosité interne connectée de la brique . . . . .	194
5.4	Photographie au microscope des particules de brique pilée (a) fraction 400 – 500 $\mu m$ (b) fraction 500 – 600 $\mu m$ . . . . .	195
5.5	Photographie au microscope des particules de sable de taille 400 – 600 $\mu m$ . . . . .	195
5.6	(a) Vitesses moyennes et (b) hauteurs d'eau de l'écoulement dans un canal en PVC (rugosité équivalente estimée à 1 $\mu m$ ) avec une pente aval de 2%. Comparaison entre données observées et données calculées avec le modèle de Savat (1980) . . . . .	197

5.7	(a) Vitesses moyennes et (b) hauteurs d'eau de l'écoulement dans un canal en PVC (rugosité équivalente estimée à $1\mu m$ ) avec une pente aval de 4%. Comparaison entre données observées et données calculées avec le modèle de <i>Savat</i> (1980) . . . . .	199
5.8	Débits solides mesurés à l'exutoire en fonction du temps quand on injecte une concentration constante de 20 et $40 g L^{-1}$ de brique pilée et de $20 g L^{-1}$ de sable à l'entrée du 'mélangeur' pour différents débits compris entre 2 et $16 L min^{-1}$ sur une pente à 2.2% . . . . .	201
5.9	Débits solides à l'équilibre en fonction des débits pour la brique et le sable sur des pentes de 2.2, 3 et 4% et des débits compris entre 2 et $15 L min^{-1}$ . . . . .	203
5.10	Débits solides à l'équilibre en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement pour la brique et le sable sur des pentes de 2.2, 3 et 4% et des débits compris entre 2 et $15 L min^{-1}$ . . . . .	205
5.11	Comparaison des débits solides à l'équilibre obtenus dans la deuxième expérience de transport solide avec les valeurs obtenues dans la première expérience pour la brique pilée . . . . .	206
5.12	Comparaison des débits solides à l'équilibre obtenus dans la deuxième expérience de transport solide avec les valeurs obtenues dans la première expérience pour le sable . . . . .	207
5.13	Débits solides à l'équilibre en fonction des débits pour la brique sur la pente à 4% quand on applique des concentrations de matériau en suspension de 0, 7, 41 et $84 g L^{-1}$ . . . . .	209
5.14	Effet du transport de matériau sur les vitesses de surface mesurées par la méthode de la PIV pour la pente à 2.2% . . . . .	210
5.15	Effet du transport de matériau sur les vitesses de surface mesurées par la méthode de la PIV pour la pente à 4% . . . . .	211
5.16	Vitesses de surface du fluide non chargé pour les pentes à 2, 3 et 4% . . . . .	212
5.17	Vues latérales des déplacements de grains de brique pilée sur la pente à $S = 4\%$ avec de l'eau claire dans les conditions suivantes : (a) $Q = 5 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 1 g s^{-1}$ et $Rouse = 0.8$ , (b) $Q = 10 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 6 g s^{-1}$ et $Rouse = 1.0$ , (c) $Q = 15 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 11 g s^{-1}$ et $Rouse = 1.1$ . . . . .	214
5.18	Vues de dessus des déplacements des grains de brique pilée le long du canal dans quatre situations : (a) $S = 2.2\%$ , $Q = 5 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 0.5 g s^{-1}$ , $Rouse = 0.65$ et $Re = 3200$ , (b) $S = 2.2\%$ , $Q = 10 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 2.5 g s^{-1}$ , $Rouse = 0.80$ et $Re = 6600$ , (c) $S = 3.0\%$ , $Q = 7.5 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 2 g s^{-1}$ , $Rouse = 0.82$ et $Re = 5000$ , (d) $S = 4.0\%$ , $Q = 2.5 L min^{-1}$ , $Q_s \approx 0.2 g s^{-1}$ , $Rouse = 0.48$ et $Re = 1800$ . . . . .	216
5.19	Entrainement d'une particule par un 'funnel-vortex' d'après <i>Séchet</i> (1996) . . . . .	217
5.20	Deux modes de transport en interaction : le charriage des grains de brique pilée et la suspension de kaolinite : $S = 4\%$ , $Q = 10 L min^{-1}$ , $C_{susp} = 12 g L^{-1}$ , $Q_s \approx 6 g s^{-1}$ , $Rouse = 0.99$ et $Re = 6800$ . . . . .	217

5.21	Taux d'exportation des particules élémentaires provenant d'un sol de type limon moyen sableux en fonction du débit unitaire pour trois classes de taille sur une pente à 2% et une concentration injectée comprise entre 73 et $91\text{ g L}^{-1}$ d'après <i>Beuselinck et al. (1999)</i> . . . .	218
5.22	Taux d'exportation des agrégats provenant d'un sol de type limon moyen sableux en fonction du débit unitaire pour sept classes de taille sur une pente à 2% et une concentration injectée comprise entre 80 et $103\text{ g L}^{-1}$ d'après <i>Beuselinck (1999)</i> . . . . .	218
5.23	Valeurs théoriques de la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle pour la mise en suspension et valeurs de expérimentales de Shields pour la mise en mouvement du lit d'après <i>Bagnold (1966)</i> . . . . .	219
5.24	Vitesses moyennes des grains mesurées par la méthode de la PIV pour (a) la pente à 2.2 % et (b) la pente à 4 % . . . . .	221
5.25	Débits solides à l'équilibre en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement pour le sable sur des pentes de 2.2, 3 et 4 %. Comparaison entre données observées et données calculées. Les données simulées comprennent les estimations de capacité de transport en utilisant les formules de Low et de Govers USP et les résultats du calage effectué avec PSEM_2D et l'approche du dépôt continu . . . . .	225
5.26	Débits solides à l'équilibre en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement pour la brique pilée sur des pentes de 2.2, 3 et 4 %. Comparaison entre données observées et données calculées. Les données simulées comprennent les estimations de capacité de transport en utilisant les formules de Low et de Govers USP et les résultats des tests effectués avec PSEM_2D et l'approche du dépôt continu . . . . .	226
6.1	Tableau récapitulatif des paramètres appliqués dans cette étude de cas. Les paramètres entourés en rouge sont ceux qui correspondent à la simulation de référence. . . . .	234
6.2	Hyétogrammes des pluies du (a) 11 juillet 1997 à Ganspoel, (b) 14 septembre 1998 à Ganspoel et (c) 12 septembre 2004 à Nîmes . . . . .	236
6.3	Découpage des parcelles en cinq bandes parallèles de même taille . . . . .	241
6.4	Hydrogramme et sédigraphe obtenus à l'exutoire de la simulation de référence : Clay Loam, pluie 'G 11 juillet Q0' et 'microrelief 6 %' . . . . .	244
6.5	Variations des volumes écoulés cumulés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q0, (b) G 14 sept Q0, (c) N 12 sept Q0 et (d) N 12 sept-inv Q0 . . . . .	246
6.6	Variations des masses cumulées de sédiments exportés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q0, (b) G 14 sept Q0, (c) N 12 sept Q0 et (d) N 12 sept-inv Q0 . . . . .	247
6.7	Variations des volumes écoulés cumulés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q16, (b) G 14 sept Q16, (c) N 12 sept Q16 et (d) N 12 sept-inv Q16 . . . .	251

6.8	Variations des masses cumulées de sédiments exportés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q16, (b) G 14 sept Q16, (c) N 12 sept Q16 et (d) N 12 sept-inv Q16 . . . . .	252
6.9	Part de la masse totale arrachée qui est due aux processus d'érosion liés à la pluie pour les pluies du (a) G 11 juillet Q0, (b) G 11 juillet Q16, (c) G 14 sept Q0, (d) G 14 sept Q16, (e) N 12 sept Q0 et (f) N 12 sept Q16. La masse totale arrachée inclut le détachement et le re-détachement par la pluie et l'arrachement et l'entraînement par l'écoulement . . . . .	254
6.10	Evolution de la contribution des processus d'érosion liés à la pluie sur les cinq bandes qui composent la parcelle de $100\text{ m}^2$ dans les conditions suivantes : (a) Clay Loam, pluie G 11 juillet Q0, topographie variable, (b) Clay Loam, microrelief 6 %, pluie variable, (c) pluie G 11 juillet Q0, microrelief 6 %, sol variable. La masse totale arrachée inclut le détachement et le re-détachement par la pluie, l'arrachement et l'entraînement par l'écoulement . . . . .	257
6.11	Evolution des cumuls d'érosion sur les cinq bandes qui composent le versant de $100\text{ m}^2$ : (a), (b) et (c) sont les masses cumulées de sédiments déposés ; (d), (e) et (f) sont les masses cumulées de sédiments érodés ; (g), (h) et (i) sont les masses cumulées de sédiments exportés. Les résultats sont des valeurs relatives calculées par rapport aux masses correspondantes de la bande A de la simulation de référence. . . . .	259
6.12	Relations entre le débit solide et le débit ( $1^{\text{ère}}$ et $3^{\text{ème}}$ ligne) et entre le taux d'exportation et le débit ( $2^{\text{ème}}$ et $4^{\text{ème}}$ ligne) pour les 6 topographies testées dans cette étude . . . . .	263
6.13	Relations entre le débit solide et le débit ( $1^{\text{ère}}$ et $3^{\text{ème}}$ ligne) et entre le taux d'exportation et le débit ( $2^{\text{ème}}$ et $4^{\text{ème}}$ ligne) pour les 4 types de sol testés dans cette étude . . . . .	265
6.14	Relations entre le débit solide et le débit ( $1^{\text{ère}}$ et $3^{\text{ème}}$ ligne) et entre le taux d'exportation et le débit ( $2^{\text{ème}}$ et $4^{\text{ème}}$ ligne) pour les 4 pluies sans injection de débit à l'amont . . . . .	267
6.15	Relations entre le débit solide et le débit ( $1^{\text{ère}}$ et $3^{\text{ème}}$ ligne) et entre le taux d'exportation et le débit ( $2^{\text{ème}}$ et $4^{\text{ème}}$ ligne) pour les 4 pluies avec injection de débit à l'amont . . . . .	268
6.16	Cartes des lames d'eau au pic de crue. La référence est située au centre. On a aussi appliqué : (a) la pluie N 12 sept-inv Q16, (b) le microrelief 2 % – 10 %, (c) le microrelief 10 % et (d) le sol de type Silt Loam, tous les autres paramètres étant les mêmes que ceux de la référence. Les grandeurs sont exprimées en $m$ . . . . .	270
6.17	Cartes d'érosion à la fin des simulations. La référence est située au centre. On a aussi appliqué : (a) la pluie N 12 sept-inv Q16, (b) le microrelief 2 % – 10 %, (c) le microrelief 10 % et (d) le sol de type Silt Loam, tous les autres paramètres étant les mêmes que ceux de la référence. L'érosion apparaît en rouge et le dépôt en vert. Les grandeurs sont exprimées en $m$ . L'échelle est différente des autres pour le cas (a). . . . .	271

6.18	Comparaison des cartes d'érosion à la fin des simulations pour les parcelles planes et avec microrelief. La référence est située en haut à gauche. En haut à droite on a appliqué le plan 6 %, en bas à gauche le microrelief 2 % – 10 % et en bas à droite le plan 2 % – 10 %, tous les autres paramètres étant les mêmes que ceux de la référence. L'érosion apparaît en rouge et le dépôt en vert. Les grandeurs sont exprimées en <i>m</i> . . . . .	272
C.1	Relations entre la concentration et le débit pour les 6 topographies testées dans cette étude	306
C.2	Relations entre la concentration et le débit pour les 4 types de sol testés dans cette étude	307
C.3	Relations entre la concentration et le débit pour les 4 pluies sans injection de débit à l'amont	308
C.4	Relations entre la concentration et le débit pour les 4 pluies avec injection de débit à l'amont	309



# Liste des tableaux

1.1	Conditions de seuil de mise en mouvement des particules non cohésives à 20°C d'après <i>Julien (1998)</i> . . . . .	42
2.1	Paramètres d'entrée de PSEM_2D et format exigé . . . . .	104
2.2	Paramètres pré-définis et paramètres calés à partir de jeux de données limitées des expériences de <i>Kilinc and Richardson (1973)</i> et <i>Kilinc and Richardson (1973)</i> . . . . .	108
2.3	Gammes de variations des paramètres testés dans l'analyse de sensibilité . . . . .	111
3.1	The properties of the matrix soil for the six soils selected in this study . . . . .	126
3.2	The size-particle characteristics of the undispersed eroded sediment leaving the rills during Period 1 (RA : rainfall only), Period 2 (RB : rainfall + added flow) and Period 3 (RC : added flow only) for the six soils selected in this study . . . . .	127
4.1	The calibrated infiltration parameters and other input parameters including the water temperature, the average slope, and the erosion parameters . . . . .	158
4.2	The friction factors calibrated for each added flow rate and for each soil in rill eroding conditions using the velocities measured during period 2 of the experiment. nr : the simulation did not reach this step ; x : not tested by <i>Elliot et al. (1989)</i> . . . . .	159
5.1	Tableau récapitulatif des expériences réalisées au cours de ce chapitre dans le canal. . . .	188
5.2	Distribution granulométrique de la brique pilée achetée . . . . .	193
5.3	Mesure de la densité de la brique pilée du sable et des agrégats de sol naturels avec le pycnomètre . . . . .	193
5.4	Vitesse de chute des particules individuelles dans une colonne d'eau au repos . . . . .	196
5.5	Hauteurs d'eau et vitesses moyennes mesurées et calculées avec le modèle de <i>Savat (1980)</i> pour une rugosité de 1 $\mu m$ et de 70 $\mu m$ sur une pente à 4%. Les hauteurs d'eau et les vitesses sont mesurées au milieu du canal . . . . .	200
5.6	Résumé des données de transport solide obtenues pour l'expérience avec injection de brique pilée à 20 et 40 $g L^{-1}$ et de sable à 40 $g L^{-1}$ sur une pente à 2.2 % . . . . .	202



5.7	Calcul des nombres de Rouse associés aux situations de transport à l'équilibre décrites dans le tableau B.1. On se limite aux cas des pentes à 2.2 et 4 %. On rappelle que la vitesse de chute des grains de brique pilée est $V_s = 3.63 \text{ cm s}^{-1}$ , celles des grains de sable est $V_s = 5.24 \text{ cm s}^{-1}$ . . . . .	213
5.8	Résumé des données hydrauliques et d'érosion obtenues en reproduisant la première expérience de transport solide avec le modèle de dépôt continu . . . . .	223
6.1	Paramétrisations de l'hydrologie et de l'érosion associées aux quatre types de sol : Clay Loam, Sand, Silty Clay Loam et Silt Loam . . . . .	238
6.2	Principaux cumuls concernant l'hydrologie et l'érosion pour la simulation de référence : Clay Loam, pluie 'G 11 juillet Q0' et 'microrelief 6 %' . . . . .	242
6.3	Cumuls d'érosion par bande pour la simulation de référence : Clay Loam, pluie 'G 11 juillet Q0' et 'microrelief 6 %' . . . . .	243
B.1	Résumé des données de transport solide à l'équilibre pour la brique et le sable sur des pentes à 2.2, 3 et 4 % pour des débits compris entre 2 et 15 $L \text{ min}^{-1}$ . . . . .	304

# Liste des symboles et abréviations

Symbole	Unité	Signification
$A, A_d$		constantes
$c$	$m^3, m^{-3}$	concentration volumique en particules
$C, C_{g/L}$	$g L^{-1}$ ou $kg, m^{-3}$	concentration massique en particules
$C_w$		concentration en poids
$C_{ppm}$		concentration en partie par million
$C_d$		coefficient de traînée
$C_f$		coefficient de frottement
$C_{in}$	$g L^{-1}$	concentration injectée
$C_{sol}$	Pa	résistance à la cohésion des sols
$C_{susp}$	$g L^{-1}$	concentration de matériau en suspension
$C_0$		constante d'intégration du profil logarithmique
$d$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux de sédimentation
$D$	m	diamètre de la conduite
$D_{c\_d}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux d'arrachement par l'écoulement de particules de la matrice de sol cohésive
$D_{c\_e}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux d'entraînement par l'écoulement de particules de la couche de sédiments non-cohésifs
$D_{fd\_d}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux d'arrachement/dépôt par l'écoulement de particules de la matrice de sol cohésive
$D_{fd\_e}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux d'entraînement/dépôt par l'écoulement de particules de la couche de sédiments non-cohésifs
$D_h$	m	diamètre hydraulique
$D_{rd}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux de désagrégation et de redistribution de sédiments par l'impact des gouttes de pluie
$D_{rd\_d}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux de détachement par l'impact des gouttes de pluie de particules de la matrice de sol cohésive
$D_{rd\_rd}$	$kg m^{-2} s^{-1}$	taux de détachement par l'impact des gouttes de pluie de

		particules de la couche de sédiments non-cohésifs
$D_s$	m	diamètre des grains
$D_{s*}$		diamètre adimensionnel des grains ou diamètre sédimentologique
$D_{50}$	m	diamètre médian des grains
$D_{90}$	m	diamètre en-dessous duquel 90 % en masse des particules sont comprises
$e$	m	échelle caractéristique de la rugosité de la conduite
$e_c$	J	énergie cinétique critique des gouttes de pluie provoquant le détachement des particules de sol
$E_{D_s}$	$kg\ m^{-1}\ s^{-1}$	taux d'entraînement pour les particules de taille $D_s$
$E_e$	$J\ m^{-2}\ s^{-1}$	énergie de l'écoulement
$E_p$	$J\ m^{-2}\ s^{-1}$	énergie de la pluie
$E_r$	$kg\ m^{-2}\ s^{-1}$	terme source ou puits qui inclue tous les processus qui ajoutent ou enlèvent des sédiments à l'écoulement
$f$		coefficient de frottement de Darcy-Weisbach
$f_{forme}$		coefficient de frottement de forme
$f_{grain}$		coefficient de frottement de grain
$f_{microtopographie}$		coefficient de frottement lié à la microtopographie
$f_{pluie}$		coefficient de frottement lié à l'impact des gouttes de pluie
$f_{végétation}$		coefficient de frottement lié à la végétation
$F$		nombre de Froude
$g$	$m\ s^{-2}$	accélération de la gravité
$h$	m	épaisseur de la lame d'eau
$h_f$	m	succion capillaire au front d'infiltration
$I$	$m\ s^{-1}$	taux d'infiltration
$k$	m	échelle caractéristique de la rugosité de la surface du fond
$K_r, K_{r\_cd}$	$s\ m^{-1}$	paramètres d'érodibilité du sol à l'écoulement
$K_s$	$m\ s^{-1}$	conductivité hydraulique à saturation
$k_t$		exposant
$K_t$	$m^{0.5}\ s^2\ kg^{-0.5}$	coefficient d'efficacité de transport dans la formule de capacité de transport de <a href="#">Yalin (1963)</a>
$K_{SP}$	$s^2\ m^{-1}$	coefficient d'efficacité de transport dans la formule de capacité de transport de <a href="#">Low (1989)</a>
$L$	m	longueur de la pente
$l$	m	longueur de mélange
$l_d$	m	couche de sédiments non-cohésifs

$l_{d\_initial}$	m	couche de sédiments non-cohésifs présente initialement, avant le début de la simulation
$L_{D_s}$	$m\ s^{-1}$	distance de parcours moyenne des particules par unité de temps
$M$	kg	masse du sédiment
$M_{D_s}$	kg	masse de la particule de taille $D_s$
$n$	$s\ m^{-\frac{1}{3}}$	coefficient de frottement de Manning
$p$		exposant
$p_0$		porosité de la mixture eau-sédiments
$P$		pourcentage de couverture de la surface du sol par des éléments grossiers
$q$	$m^2\ s^{-1}$	débit unitaire dans la direction de l'écoulement
$Q$	$m^3\ s^{-1}$ ou $L\ min^{-1}$	débit
$q_{in}$	$m^2\ s^{-1}$	débit unitaire injecté à l'amont de la parcelle
$q_x$	$m^2\ s^{-1}$	débit unitaire selon la direction $x$
$q_y$	$m^2\ s^{-1}$	débit unitaire selon la direction $y$
$q_s$	$kg\ s^{-1}\ m^{-1}$	débit massique unitaire ou débit solide unitaire
$Q_s$	$kg\ s^{-1}$	débit massique
$Q_{s\_eq}$	$kg\ s^{-1}$	débit massique à l'équilibre
$Q_{s\_in}$	$kg\ s^{-1}$	débit massique injecté
$q_{s\_in}$	$kg\ s^{-1}\ m^{-1}$	débit massique unitaire injecté à l'amont de la parcelle
$R$	$m\ s^{-1}$ ou $mm\ h^{-1}$	intensité de la pluie
$R_*$		nombre de Reynolds particulaire
$Re$		nombre de Reynolds
$Re_*$		nombre de Reynolds particulaire défini par rapport à la vitesse de cisaillement
$Rouse$		nombre de Rouse
$RR$	mm	rugosité aléatoire
$s$	Pa	résistance au cisaillement du sol
$S_o$		pente de la surface du sol
$S_{ox}$ et $S_{oy}$		pentés de la surface du sol selon les directions $x$ et $y$
$S_f$		pente d'énergie de l'écoulement
$S_{fx}$ et $S_{fy}$		pentés d'énergie selon les directions $x$ et $y$
$SP$	$kg\ s^{-3}$	stream power ou puissance de l'écoulement
$t$	s	temps
$temp$	$^{\circ}C$	température de l'eau

$T_c$	$kg\ s^{-1}\ m^{-1}$	capacité de transport de particules de l'écoulement
$u_*$	$m\ s^{-1}$	vitesse de cisaillement
$u_{*c}$	$m\ s^{-1}$	vitesse de cisaillement critique pour l'entraînement
$V$	$m\ s^{-1}$	composante longitudinale de la vitesse de l'écoulement
$\bar{U}$	$m\ s^{-1}$	valeur moyennée sur l'épaisseur de l'écoulement de la vitesse selon la direction $x$
$\bar{V}$	$m\ s^{-1}$	valeur moyennée sur l'épaisseur de l'écoulement de la vitesse selon la direction $y$
$\bar{U}_b$	$m\ s^{-1}$	vitesse moyenne des sédiments selon la direction $x$
$\bar{V}_b$	$m\ s^{-1}$	vitesse moyenne des sédiments selon la direction $y$
$V_{max}$	$m\ s^{-1}$	vitesse maximale de l'écoulement
$V_s$	$m\ s^{-1}$	vitesse de chute d'une particule élémentaire
$V_{s,m}$	$m\ s^{-1}$	vitesse de chute d'un nuage de particules
$W$	$m\ s^{-1}$	composante verticale de la vitesse de l'écoulement
$v'$	$m\ s^{-1}$	fluctuation turbulente de la composante de vitesse longitudinale de l'écoulement
$w'$	$m\ s^{-1}$	fluctuation turbulente de la composante de vitesse verticale de l'écoulement
$W_f, W_t$	N	forces de frottement, de traction
$x\ et\ y$	$m$	coordonnées spatiales
$Y$		contrainte de cisaillement adimensionnelle
$Y_{cr}$		contrainte de cisaillement critique adimensionnelle ou paramètre critique de Shields
$z$	m	cote verticale ayant pour origine la surface du fond
$z_0$	m	distance à laquelle le profil logarithmique s'annule
$z_m$	m	profondeur maximale de pénétration des gouttes de pluie dans l'écoulement
$\alpha$	$kg\ m^{-2}\ mm^{-1}$	coefficient d'érodibilité de la matrice de sol vis à vis du splash
$\alpha_d$	$kg\ m^{-2}\ mm^{-1}$	coefficient d'érodibilité de la couche de sédiments non-cohésifs vis vis du splash
$\beta$		constante
$\Delta$		taux d'inondation
$\delta$	m	épaisseur de la sous-couche laminaire
$\epsilon$		pourcentage de la maille recouverte par la couche de sédiments

		non-cohésifs d'épaisseur le diamètre médian des grains
$\epsilon_d$	$m^2 s^{-1}$	coefficient de dispersion des particules en suspension
$\epsilon_z$	$m^2 s^{-1}$	coefficient de diffusion verticale
$\gamma$		constante
$\phi$	rad	angle de repos
$\varphi_{D_s}$	$kg s^{-1}$	flux de sédiment pour les particules de taille $D_s$
$\Phi$		degré d'homogénéité du profil vertical de concentration dans la lame d'eau (compris entre 0 et 1)
$\eta$	$m^{0.5} s^2 kg^{-0.5}$	coefficient d'efficacité du transport de particules
$\eta_c$	$m^2 s^3 kg^{-1}$	coefficient d'efficacité du transport de particules
$K$		constante de von Karmann
$\mu$	$N s m^{-2}$	viscosité moléculaire dynamique
$\mu_m$	$N s m^{-2}$	viscosité moléculaire dynamique d'une mixture newtonienne
$\mu_t$	$N s m^{-2}$	viscosité turbulente dynamique
$\nu$	$m^2 s^{-1}$	viscosité moléculaire cinématique
$\nu_m$	$m^2 s^{-1}$	viscosité moléculaire cinématique d'une mixture newtonienne
$\nu_t$	$m^2 s^{-1}$	viscosité turbulente cinématique
$\theta$		teneur en eau volumique du sol
$\theta_i$		teneur en eau volumique du sol avant la pluie
$\theta_s$		teneur en eau volumique du sol à saturation
$\vartheta$	°	angle de la pente de la surface du sol
$\Theta$		paramètre numérique propre au schéma diffusif
$\rho$	$kg m^{-3}$	masse volumique de l'eau
$\rho_m$	$kg m^{-3}$	masse volumique d'une mixture newtonienne
$\rho_s$	$kg m^{-3}$	masse volumique des sédiments
$\sigma$	Pa	contrainte normale due au poids de la colonne de sol
$\tau_0, \tau$	Pa	contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond
$\tau_x$	Pa	contrainte de cisaillement selon la direction $x$
$\tau_y$	Pa	contrainte de cisaillement selon la direction $y$
$\tau_c$	Pa	contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement
$\tau_{sol}$	Pa	contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de particules du sol cohésif
$\Omega$	$kg s^{-3}$	puissance de l'écoulement
$\Omega_c$	$kg s^{-3}$	puissance de l'écoulement critique pour entraîner des particules non-cohésives
$\Omega_{sol}$	$kg s^{-3}$	puissance de l'écoulement critique pour arracher

	des particules du sol cohésif
<i>PIV</i>	Particle Image Velocimetry
<i>RFT</i>	Rain-Flow Transportation
<i>RD – ST</i>	détachement et transport par l’impact des gouttes de pluie
<i>RD – RIFT</i>	détachement par l’impact des gouttes de pluie et transport par l’écoulement agité par les gouttes de pluie
<i>RD – FT</i>	détachement par l’impact des gouttes de pluie et transport par l’écoulement
<i>FD – FT</i>	arrachement par l’écoulement et le transport par l’écoulement
<i>SDR</i>	Sediment Delivery Ratio ou taux d’exportation de sédiment
<i>USP</i>	Unit Stream Power

# Résumé étendu

Cette étude s'inscrit dans le développement de modèles à base physique de l'érosion hydrique sur les versants. Les pertes en sol sur les versants mobilisent constituent une source importante de sédiments et de contaminants dont une partie seulement rejoint le réseau hydrographique. Le bassin versant est considéré depuis longtemps comme l'unité spatiale la plus cohérente pour la compréhension des flux d'eau et de sédiments sur la surface continentale. Récemment la Directive Cadre Européenne sur l'eau a intégré explicitement la notion de bassin versant pour la gestion de l'eau. Les modèles de ruissellement et d'érosion vont devenir des outils très utiles pour gérer les ressources en eau et en sédiments. Cependant les modèles existants à l'échelle des versants et des petits bassin versants donnent des résultats relativement corrects au niveau des volumes ruisselés mais peu satisfaisants au niveau des pertes en sol. Ces modèles estiment mal les flux de sédiments qui quittent les versants pour entrer dans le réseau hydrographique. L'objectif de ce travail est d'améliorer la représentation des écoulements de surface sur les versants et de mieux prendre en compte la dynamique spatiale et temporelle des processus d'érosion sur les versants.

Un modèle numérique (PSEM\_2D, Plot Soil Erosion Model) couplant les mécanismes d'infiltration, de ruissellement et d'érosion liée à l'action de la pluie et de l'écoulement a été développé. Le modèle travaille à l'échelle de l'évènement pluvieux, avec des intensités de pluie variables. Les sédiments sont représentés par une taille de particules unique. Le modèle tient compte de la microtopographie du terrain et assure le couplage entre les processus hydrologiques et les processus d'érosion en re-calculant la topographie à chaque pas de temps. Les paramétrisations nécessaires à la représentation des processus d'érosion ont été sélectionnées dans la littérature. Une première évaluation du modèle à partir de données de la littérature a donné des résultats satisfaisants et a montré l'intérêt d'un tel outil pour l'étude des transferts d'eau et de particules. Une étude de sensibilités des paramètres du modèle a mis en évidence le rôle important des écoulements concentrés dans la mobilisation et le transport des sédiments.



Afin de mieux comprendre le rôle de l'érosion en rigoles, les processus d'arrachement et de transport par l'écoulement ont été examinés en utilisant la base de données WEPP (Water Erosion Prediction Project). Une analyse des données expérimentales portant sur la granulométrie des matériaux exportés, l'hydraulique du ruissellement et les régimes d'érosion a révélé l'existence de différents comportements en fonction de la texture des sols érodés. Une comparaison de ces données avec le modèle PSEM\_2D a permis de tester plusieurs formules de capacité de transport de particules. Les formules de Govers (1992) et de Low (1989) ont été retenues. On en a déduit que le modèle reproduit bien les mécanismes qui contrôlent l'érosion en rigoles mais atteint ses limites quand les pentes résultant de l'interaction entre l'hydraulique et l'érosion deviennent trop fortes.

Une étude expérimentale du transport solide dans un canal a été menée pour tester l'effet de la densité du matériau sur le transport par l'écoulement et évaluer l'influence d'un fluide chargé en matières en suspension sur le charriage de particules grossières. Les résultats ont montré que l'apport de matière en suspension n'affecte pas significativement le transport par charriage dans les conditions expérimentales que nous avons testées. Le transport d'éléments fins en suspension semble peu limité tandis que le concept de capacité de transport s'applique très bien au charriage. On a mis en évidence l'intérêt potentiel d'adopter une modélisation basée sur les modes de transport plutôt que par classe de particules.

Dans une dernière partie, le modèle numérique a été utilisé pour une étude de cas de l'érosion hydrique sur des parcelles de 100 m<sup>2</sup> pour différentes configurations hydrologiques, topographiques et pédologiques. Les facteurs pour lesquels les pertes en sol à l'exutoire sont les plus sensibles sont la pente, la résistance cohésive du sol au cisaillement par l'écoulement et la contribution en débit provenant de l'amont. En amont du versant, les mécanismes de l'érosion diffuse liés à l'impact des gouttes de pluie constituent la plus grande source de sédiments. Plus bas sur le versant, lorsque l'arrachement de sol cohésif par l'écoulement est activé, ce processus est le moteur le plus efficace des pertes en sol. Les quantités de sol érodées peuvent être énormes en cas de pentes fortes. Sur les parcelles testées, les taux d'exportation augmentent en général avec la superficie de la surface drainée.

MOTS CLÉS : érosion hydrique ; modélisation à base physique ; parcelle ; érosion concentrée ; ruissellement ; distribution granulométrique ; transport de sédiment ; expérience de laboratoire.

# Introduction générale

## Contexte

L'érosion hydrique implique la mobilisation et le transport de particules par l'action de l'impact des gouttes de pluie et l'écoulement depuis les versants jusqu'aux cours d'eau. Depuis la mécanisation de l'agriculture, la pression anthropique n'a cessé de croître provoquant parfois une érosion accélérée avec des taux d'érosion supérieurs aux taux de formation des sols. On est en train de prendre conscience progressivement que les sols constituent une ressource naturelle non renouvelable à court terme. En Europe, l'érosion hydrique affecte toutes les zones géographiques à des degrés divers. Elle constitue la menace la plus importante vis-à-vis des sols et est un des grands problèmes environnementaux contemporains. Des législations communautaires apparaissent progressivement comme la Directive " Sols " et la Directive Cadre sur l'eau pour apporter des mesures correctives à la dégradation des sols et à la dégradation de la qualité de l'eau.

On distingue couramment deux niveaux d'impact de l'érosion hydrique. **Localement** sur les versants, l'érosion de la couche de surface la plus fertile, appelée humus, conduit à une baisse de la productivité agricole. Pour compenser ces pertes on a recours dans certains cas à l'apport d'engrais de synthèse. Cependant cette solution n'est pas durable et encore moins généralisable à l'ensemble de la planète. D'autre part une faible portion seulement des engrais ajoutés est absorbée par les plantes. Le reste s'infiltre dans les sols pour rejoindre la nappe phréatique ou est lessivé par le ruissellement sous forme dissoute ou particulaire avec une forte affinité pour les sédiments les plus fins. Ainsi, **plus à l'aval**, le mouvement des sédiments et des polluants dans les cours d'eau conduit à la contamination de l'eau potable, à l'eutrophisation et au remplissage des barrages par sédimentation. Les impacts de l'érosion hydrique coûtent très cher à la société et ils vont devenir de plus en plus pesants dans un contexte de rareté de la ressource en eau de

qualité. Il s'avère donc indispensable de réduire les pertes en sol sur les versants pour limiter les effets directs et indirects de l'érosion. Cela demande des changements parfois profonds de nos pratiques agricoles.

L'échelle des petits bassins versants de l'ordre du  $km^2$  est pertinente pour étudier le transfert de sédiments depuis les versants jusqu'aux cours d'eau pérennes. Cette échelle intègre la transition entre les écoulements de surface sur les versants et les écoulements concentrés dans le réseau de drainage. Cette échelle inclut aussi les discontinuités spatiales et temporelles qui interviennent dans le transfert de sédiments depuis les versants jusqu'aux cours d'eau. Récemment, la Directive Cadre sur l'eau a intégré la notion de bassin versant pour assurer la gestion de l'eau. Il faudrait adopter une approche semblable pour la gestion des sédiments. L'étude de l'érosion hydrique à partir d'échelles spatiales imbriquées est incontournable. Sur le terrain, cela se traduit par des mesures directes comme les mesures de débits et de concentrations en sédiments en différents points à l'intérieur de ces bassins versants mais aussi des mesures indirectes comme le traçage pour mettre en évidence les zones sources et puits de sédiments. Au niveau de la modélisation, cela se traduit par des modèles distribués qui nécessitent des données spatialisées en entrée et qui fournissent des informations sur les processus de ruissellement et d'érosion en tout point des bassins versants.

## Enjeu

Le réseau international de recherche sur l'érosion des sols sollicité dans le cadre du IGBP-GCTE (International Geosphere-Biosphere Programme-Global Change and Terrestrial Ecosystems) a montré que les modèles d'érosion à base physique développés à ce jour à l'échelle du versant et du petit bassin versant donnent des résultats relativement bons pour les volumes ruisselés à l'exutoire mais peu satisfaisants pour les pertes en sol, et ceci même après calage (Jetten et al. 1999, 2003). Parmi ces modèles, les plus connus sont WEPP ([Foster, 1982](#); [Foster et al., 1995](#)), EROSION 3D ([Schmidt, 1991](#)), KINEROS ([Smith et al., 1995](#)), LISEM ([De Roo et al., 1996](#)) et EUROSEM ([Morgan et al., 1998](#)). Face à ce constat, l'enjeu est de fournir des modèles capables d'estimer correctement les pertes en sol pour pouvoir limiter les impacts de l'érosion hydrique aussi bien localement qu'à l'aval. Cela implique une meilleure évaluation des flux de sédiments qui quittent les versants pour rejoindre le réseau hydrographique.

## Objectifs

Un des principaux points faibles des modèles d'érosion à base physique développés à ce jour concerne la description des écoulements de surface et la paramétrisation des processus d'érosion sur les versants. Les versants sont généralement représentés par des éléments plans qui ne permettent pas de restituer fidèlement la variété des régimes d'écoulements observés dans la nature et les processus d'érosion qui y sont associés. Cette thèse se focalise sur la modélisation distribuée à base physique de l'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle. La parcelle est considérée comme une maille ou un élément de surface des modèles de bassins versants, mais aussi comme un élément d'espace appartenant au versant et finalement comme une échelle locale de modélisation.

**Les objectifs de ce travail sont :**

- **d'améliorer la représentation des écoulements de surface.**
- **de mieux prendre en compte la dynamique spatiale et temporelle des processus d'érosion sur les versants.**
- **d'améliorer la représentation et la paramétrisation des processus d'érosion.**

Ce travail passe par le développement d'un modèle 2D à base physique couplant le ruissellement et les processus d'érosion en permettant à la topographie d'évoluer. Le ruissellement est représenté de façon distribuée car on tient compte de la microtopographie du terrain. Les zones d'érosion diffuse où l'action de l'impact des gouttes de pluie domine et les zones d'érosion concentrée où l'action de l'écoulement est prépondérante ne sont pas définies arbitrairement mais dépendent du microrelief et de la nature des écoulements de surface.

## Plan de l'étude

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique des processus de l'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle. Les mécanismes de désagrégation, mise en mouvement et transfert par l'impact des gouttes de pluie sont rapidement évoqués. L'essentiel du chapitre est consacré à l'hydraulique du ruissellement et à son action érosive. Les divers modes de transport de particules rencontrés à l'échelle de la parcelle sont abordés. Finalement la sélectivité granulométrique liée aux processus d'érosion est présentée.

Le second chapitre est consacré à la description de l'outil de modélisation PSEM\_2D (Plot Soil Erosion Model 2D) développé au cours de cette thèse. Les représentations des processus d'érosion sont sélectionnées dans la littérature. Les premières évaluations sont effectuées sur des surfaces planes avec des données issues de la littérature. Quelques applications sur une surface avec microtopographie complexe sont aussi présentées. Une analyse de sensibilité du modèle, tel qu'il a été développé dans sa première version, est exposée. Le rôle majeur de l'écoulement concentré dans la mobilisation et le transport de sédiments est mis en évidence. On fait enfin le choix arbitraire de ne pas améliorer davantage la paramétrisation de l'érosion diffuse au cours de cette étude.

Les trois chapitres suivants portent sur l'étude du mécanisme d'érosion dans les rigoles. Dans le troisième chapitre on utilise une base de données américaine (*Elliot et al.*, 1989) pour examiner la distribution granulométrique des agrégats érodés, l'hydraulique du ruissellement et les débits solides dans les rigoles. Dans le quatrième chapitre, on effectue une expérience numérique avec le modèle PSEM\_2D pour reproduire ces conditions expérimentales. On teste quatre équations de capacité de transport ainsi que le modèle de couplage au premier ordre des termes de transport et d'arrachement par l'écoulement.

Le cinquième chapitre présente une expérience de transport solide dans un canal destinée à améliorer la paramétrisation du transport des particules. Les particules grossières de sable et de brique pilée sont utilisées pour tester l'effet de la densité du matériau sur le transport par charriage. L'influence d'une concentration en kaolinite en suspension sur le transport par charriage des particules grossières est aussi évaluée. Finalement une comparaison avec les résultats du modèle est présentée et quelques pistes pour améliorer la modélisation du transport des particules sont proposées.

Le sixième chapitre est une étude de cas destinée à comprendre le rôle des mécanismes d'érosion diffuse, d'érosion concentrée, de dépôt et de transport de particules sur une surface de 100  $m^2$ . Six parcelles de mêmes dimensions mais de caractéristiques topographiques différentes sont testées pour quatre pluies, deux conditions d'injection de débit à l'amont des parcelles et quatre profils de sol. Les sols sélectionnés sont courants parmi les sols cultivés. 192 simulations sont réalisées au total. Les résultats sont analysés à la sortie de la surface de 100  $m^2$  et le long d'une toposéquence de 20 m de long divisée en cinq tronçons.

# 1

## L'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle

## 1.1 La pluie

La pluie joue un rôle majeur dans les processus hydrologiques et érosifs à l'échelle de la parcelle. C'est elle qui est à l'origine de l'essentiel du ruissellement de surface à cette échelle, lorsque les taux d'infiltrabilité du sol ne permettent plus d'absorber les flux précipités. Le ruissellement causé par l'exfiltration ou la remontée d'une nappe est possible en bas de versant pour une pente suffisamment longue et inclinée mais ce processus est rarement dominant à l'échelle où on se place. La pluie influence fortement la dynamique des états de surface du sol. En modifiant la structure et en redistribuant les particules à la surface du sol, l'action mécanique de la pluie a une influence forte sur la couche superficielle du sol. Il en découle une dynamique temporelle importante des processus d'infiltration, de genèse du ruissellement et d'érosion. L'impact d'une goutte de pluie percutant une surface se décompose en trois phases. [Kinnell \(2005\)](#) explique qu'en premier lieu la goutte de pluie rentre en collision avec la surface du sol et se déforme. Dans un deuxième temps la goutte d'eau se rompt et explose pour rejaillir sous la forme d'un disque de fluide qui s'étend radialement vers l'extérieur du point d'impact comme le montre la première image de la figure 1.1. Dans un troisième temps, de petites gouttelettes se forment qui voyagent dans l'air selon une trajectoire parabolique pour atterrir à une distance plus ou moins éloignée du point duquel elles ont été émises. Cette dernière phase est illustrée par la deuxième image de la figure 1.1.

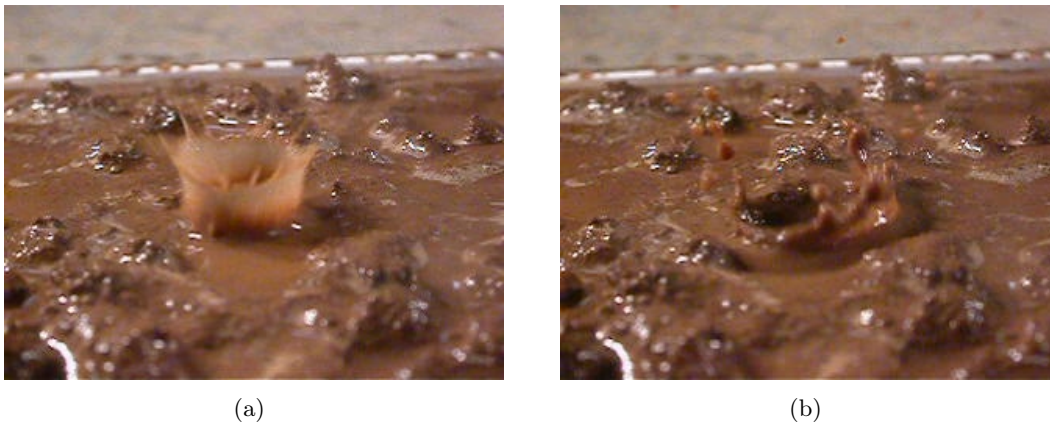


FIG. 1.1: Rejaillissement du sol et de l'eau suite à l'impact d'une goutte d'eau, ou effet splash d'après [Leguédais \(2003\)](#).

Photos : Pierre-Olivier Cochard

La surface du sol est composée d'éléments déformables et mobiles : des microagrégats ( $< 250 \mu m$ ), des macroagrégats constitués de plusieurs microagrégats ( $< 1 - 2 cm$ ) et des particules

élémentaires. L'impact des gouttes de pluie a pour effet de désagréger les éléments présents à la surface du sol pour donner lieu à des agrégats de plus petite taille et des particules élémentaires. Les particules ainsi décomposées sont détachées et éjectées par l'impact des gouttes de pluie. Ces mécanismes vont être abordés successivement par la suite. Le découpage proposé est arbitraire. Dans la pratique ces mécanismes sont difficilement discernables. La sélectivité granulométrique propre à chaque mécanisme sera aussi présentée à la lumière des résultats expérimentaux de [Leguédois \(2003\)](#).

### 1.1.1 La désagrégation

Quatre mécanismes principaux sont identifiés dans la désagrégation par l'action de la pluie ([Le Bissonnais, 1996](#); [Leguédois, 2003](#)) :

- l'éclatement, lié à la compression de l'air piégé lors de l'humectation ;
- la désagrégation mécanique due à l'énergie dissipée lors de l'impact des gouttes de pluie ;
- la microfissuration produite par le gonflement différentiel des argiles ;
- la dispersion physico-chimique qui résulte de la réduction des forces d'attraction entre les particules colloïdales.

La désagrégation libère des agrégats de plus petites tailles et des particules élémentaires. La désagrégation rend la surface du sol plus compacte et tend à diminuer la rugosité au fur et à mesure de l'exposition à la pluie ([Kinnell, 2005](#)). Ces effets dépendent de l'énergie cinétique des gouttes de pluie et des propriétés de la surface du sol tels que la texture, le pourcentage de Fe et Al, le Ca et le sodium échangeables, la fraction de matière organique. La diversité et la complexité des interactions entre ces paramètres font qu'il est difficile d'établir une base théorique solide pour décrire la physique de la désagrégation. La stabilité structurale du sol exprime sa résistance à la désagrégation par l'impact des gouttes de pluie. Les résultats des mesures de la stabilité structurale ont souvent été corrélés à des estimations de l'érodibilité des sols. La stabilité structurale est donc potentiellement un indicateur pertinent de la sensibilité des sols à l'érosion. [Leguédois and LeBissonnais \(2004\)](#) ont comparé les fragments granulométriques produits par les tests de stabilité structurale avec ceux issus de la désagrégation par l'impact des gouttes de pluie pour différents types de sols. Les auteurs ont montré que les distributions granulométriques obtenues sont très proches. Il semble donc possible d'exprimer la dynamique de la désagrégation à l'aide des tests de stabilité structurale proposés par [Le Bissonnais \(1996\)](#). Il ressort aussi des



expériences de [Leguédais \(2003\)](#) que la désagrégation est un processus très rapide. L'essentiel de la destruction des agrégats a lieu lors des 5 premiers mm de pluie et résulte surtout des effets conjugués de la microfissuration produite par le gonflement différentiel des argiles et de la désagrégation mécanique due à l'énergie dissipée lors de l'impact des gouttes de pluie. Les distributions granulométriques des fragments de sols désagregés dépendent du type de sol. Le limon moyen sableux présente un pic entre 20 et 150  $\mu m$  et un autre pic entre 250 et 2000  $\mu m$ . L'argile et l'argile limoneuse ont un seul pic vraiment marqué entre 250 et 2000  $\mu m$ , les fractions fines étant moins représentées. Plus la désagrégation produit des éléments fins, plus la sensibilité du sol à l'érosion est grande. L'argile et l'argile limoneuse ont une distribution granulométrique dispersée plus fine que le limon moyen sableux. Pourtant, pour ces deux sols, les distributions granulométriques non dispersées obtenues après désagrégation par la pluie sont plus grossières que celle du limon moyen sableux. L'argile et l'argile limoneuse ont une plus grande stabilité structurale que le limon moyen sableux et sont donc moins sensibles à l'érosion. La désagrégation par la pluie est un processus fondamental de l'érosion diffuse, c'est-à-dire dans les zones où le ruissellement n'est pas suffisamment concentré pour générer des rigoles et où l'impact des gouttes de pluie contrôle la dynamique des états de surface et le transfert des particules. La composition granulométrique du sol après désagrégation conditionne les processus d'érosion ultérieurs tels que le détachement et le transport par l'impact des gouttes de pluie ou l'entraînement par le ruissellement.

### 1.1.2 La mise en mouvement et le transfert des fragments de sol par l'impact des gouttes de pluie

La mise en mouvement ou le détachement des sédiments par l'impact des gouttes de pluie a lieu sur une surface de sol libre ou sur une surface de sol recouverte par une fine lame d'eau. L'entraînement se fait conjointement avec la couronne de splash comme on le voit sur la figure [1.1](#) ou résulte d'un choc élastique. Les connaissances sur la mécanique de la mise en mouvement des fragments de sol par l'impact des gouttes de pluie sont encore insuffisantes pour pouvoir proposer un modèle de compréhension. L'approche expérimentale est couramment utilisée pour étudier ces processus. L'objectif est de quantifier les flux de mise en mouvement et leur composition granulométrique en fonction des types de sol. [Leguédais \(2003\)](#) mesure des flux de mise en mouvement variant entre 2.3 et 5.8  $g m^{-2} mm^{-1}$  en début d'évènement pluvieux, avant l'appari-

tion d'une lame d'eau en surface. Ces flux expriment des masses recueillies par unité de surface de la source et par millimètre de pluie. Les valeurs sont peu dépendantes du type de sol en début d'évènement. Ensuite les flux de mise en mouvement augmentent avec le temps jusqu'à atteindre un palier où les valeurs deviennent fonction du type de sol. Le limon moyen sableux présente des flux élevés, supérieur à  $15 \text{ g m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$ . Les flux de mise en mouvement sont plus faibles pour l'argile avec des valeurs de l'ordre de  $10 \text{ g m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$ . Pour l'argile limoneuses, les flux ne dépassent pas  $8 \text{ g m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$ . Ces valeurs sont en accord avec les gammes proposées par [Sharma et al. \(1993\)](#) qui évoluent entre 1.2 et  $13.6 \text{ g m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$ . Les faibles valeurs de flux de mise en mouvement mesurés en début d'expérience par [Leguédois \(2003\)](#) peuvent être liées à de faibles valeurs de teneur en eau qui limitent le détachement. En effet la résistance du sol au détachement diminue quand la teneur en eau augmente. La résistance est minimale quand le sol est saturé et que l'eau apparaît à la surface, ce qui explique peut-être le plateau observé par la suite. [Proffitt et al. \(1991\)](#) ont effectué des simulations de pluie en laboratoire sur des pentes faibles recouvertes d'une lame d'eau. Ils se sont placés dans des conditions pour lesquelles la vitesse de la lame d'eau ruisselante est suffisamment faible pour ne pas pouvoir entraîner les fragments de sol. Ils ont mesuré des flux de mises en mouvement compris entre environ 10 et  $40 \text{ g m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$  pour une argile et entre 30 et  $110 \text{ g m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$  pour une argileuse sableuse. Ces valeurs paraissent élevées par rapport aux autres études. Elles sont pourtant indépendantes de l'intensité de la pluie appliquée. Elles dépendent par contre de la taille des gouttes de pluie, de la hauteur à laquelle les gouttes de pluie sont émises et donc de l'énergie cinétique des gouttes quand elles arrivent au niveau du sol. Ces différences de valeurs de flux de mise en mouvement reflètent la difficulté à reproduire les caractéristiques d'une pluie naturelle en laboratoire. [Proffitt et al. \(1991\)](#) ont observé une diminution significative du flux de mise en mouvement avec l'augmentation de l'épaisseur de la lame d'eau ruisselante, particulièrement lorsque l'épaisseur de la lame d'eau passe de 2 à 5 mm. Au-delà, la baisse est moins importante. Ce résultat a souvent été observé dans les études expérimentales. [Moss et al. \(1979\)](#) indiquent que pour une lame d'eau d'épaisseur supérieure à 5 mm, les flux de mise en mouvement deviennent négligeables. La lame d'eau absorbe une partie de l'énergie cinétique des gouttes de pluie. Selon [Sharma et al. \(1993\)](#) une lame d'eau dont l'épaisseur est supérieure à trois fois le diamètre de la plus grosse goutte de pluie réduit considérablement l'énergie cinétique disponible pour la mise en mouvement des fragments de sol. [Proffitt et al. \(1991\)](#) ont aussi mesuré les flux de mise en mouvement des fragments de particules en surface du sols préalablement détachés et déposés par l'impact des gouttes

de pluie constituant une couche de surface plus facile à mettre en mouvement. En effectuant les tests à partir des mêmes sols, ils ont obtenus des valeurs supérieures de deux ordres de grandeur à celles mesurées préalablement.

*Leguédois* (2003) a examiné les distances caractéristiques de transfert par splash. Les résultats pour différents types de sols apparaissent sur la figure 1.2. Les formes des courbes sont assez proches quelque soit le type de sol. Les fragments les plus fins et les plus grossiers sont transportés sur des distances plus courtes que les fragments intermédiaires de la taille des limons et des sables fins. La distance de transfert maximale est de l'ordre de 18 à 22 cm et correspond à des fragments de 100 à 200  $\mu\text{m}$  pour les quatre sols étudiés. Deux mécanismes sont probablement mis en jeu pour le transfert des particules. Les fragments de sols de taille importante sont transportés individuellement. Dans ce cas le frottement de l'air est relativement plus important pour les fragments de taille plus petite, ce qui explique la forme en cloche de la partie droite des courbes. En revanche les fragments de sol les plus fins sont certainement transportés à l'intérieur de gouttes d'eau. Dans ce cas la distance de transfert dépend de la taille des gouttes et non plus de la taille des particules, ce qui explique le plateau observé sur la partie gauche des courbes.

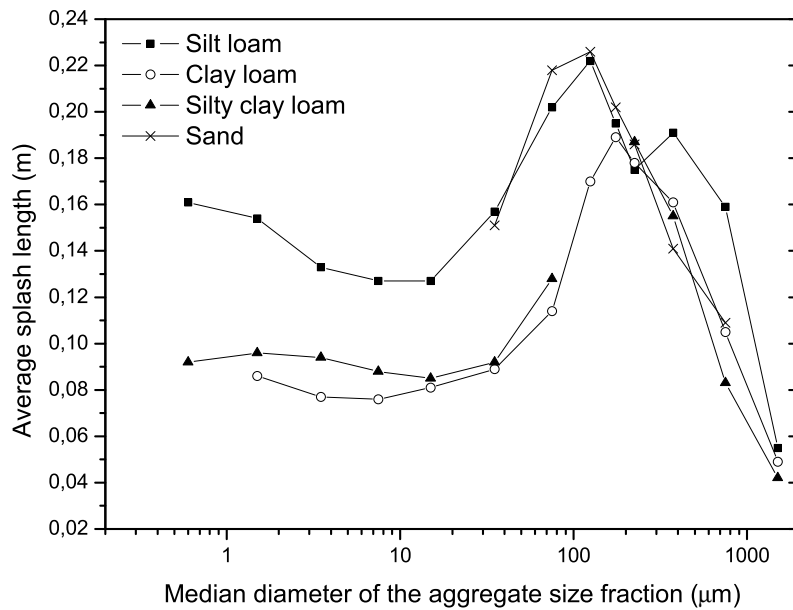


FIG. 1.2: Distances moyennes de transfert par splash pour les quatre sols étudiés en fonction de la taille des fragments de sol d'après *Leguédois* (2003)

La trajectoire des splash est affectée par différents facteurs tels que la présence d'eau à la surface du sol, la pente locale, la direction du vent et des gouttes de pluie. *Kinnell* (2005) indique que l'angle de la trajectoire des splash est compris entre 50 et 70° pour de très faibles lame

d'eau et tend à devenir plus vertical quand l'épaisseur de la lame d'eau augmente. Cela a pour conséquence de réduire la quantité de matériau éjecté radialement. Le transport de fragments de sol par l'impact des gouttes de pluie est globalement très peu efficace (*Moss et al.*, 1979; *Kinnell*, 2005). Sur une grande surface horizontale, les éléments exportés à partir du point d'impact d'une goutte de pluie sont remplacés par d'autres éléments provenant du transfert associés aux impacts de gouttes de pluie environnantes. Ainsi très peu du total de matériau mis en mouvement quitte réellement la surface. Si la surface est pentue, alors davantage de matériau est éjecté dans la direction aval que dans la direction amont. L'efficacité du transport augmente avec la pente. Ceci n'est pas garanti dans des conditions naturelles car le vent peut souffler de l'aval vers l'amont et compenser totalement l'effet de la pente. *Leguédais* (2003) qui travaille dans des conditions de laboratoire constate que la microtopographie influence le transfert par l'impact des gouttes de pluie. Pour une surface présentant des sillons, le flux de fragments de sol apporté au niveau des zones basses est supérieur à celui des zones hautes. *Proffitt and Rose* (1991a) notent que la microtopographie irrégulière des surface de sols naturels et cultivés assurent que, sauf en cas d'évènement pluvieux extrême, une partie de la surface du sol est exposée à l'impact des gouttes de pluie. Les zones hautes sont progressivement dégarnies, les zones basses comblées. Sous l'action du splash, le microrelief tend à s'aplanir. Les sédiments sont progressivement déplacés vers les zones basses où se produit l'écoulement concentré et où la pluie joue davantage un rôle dans le transport en association avec le ruissellement que dans le détachement de nouvelles particules de la matrice du sol. Certaines études expérimentales ont essayé de quantifier les contributions relatives de la mise en mouvement et le transfert des fragments de sol par l'impact des gouttes de pluie et l'écoulement. *Singer and Walker* (1983) ont estimé que le transport par splash contribue à moins de 25 % et le transport par l'écoulement associé à la pluie contribue à plus de 64 % au total de sédiments exportés. *Proffitt and Rose* (1991a) observe que la contribution relative du mécanisme de mise en mouvement par l'impact des gouttes de pluie décroît avec la diminution des surfaces de sol sèches, exclusivement exposées à la pluie. Cette contribution décroît aussi avec l'augmentation de la pente moyenne du sol et la longueur de la pente car le débit augmente et l'entraînement des particules par l'écoulement devient prédominant.

*Leguédais* (2003) a comparé les distributions granulométriques des fragments de sol mis en mouvement par rapport à celles des fragments issus de la désagrégation pour un limon moyen sableux, une argile et une argile limoneuse. Il semble que toute la gamme de fragments étudiés soit mobilisée par l'impact des gouttes de pluie. Cependant il apparaît un enrichissement des fractions

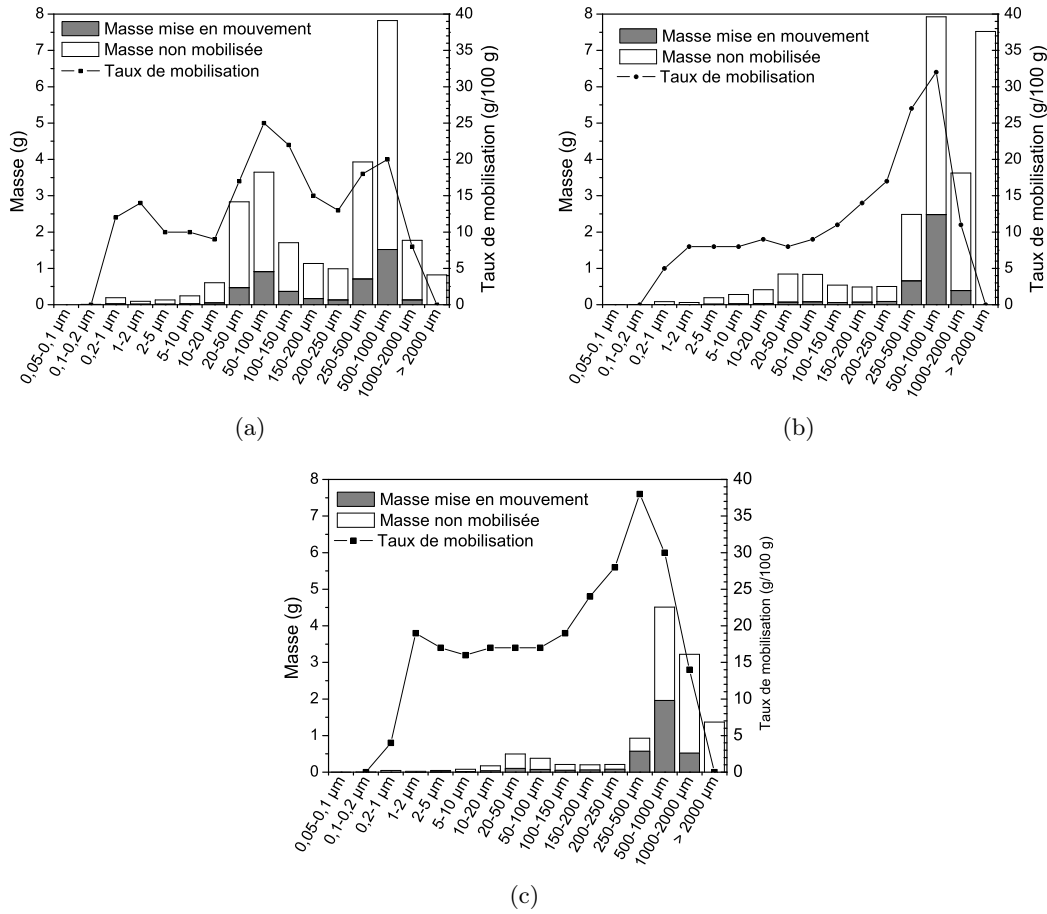


FIG. 1.3: Comparaison des masses des fractions issues de la mise en mouvement et désagrégées (non mobilisées + mises en mouvement) et taux de mobilisation pour le limon moyen sableux (a), l'argile (b) et l'argile limoneuse (c) d'après Leguëdois (2003)

moyennes de la taille des limons grossiers et des sables ( $50 - 1000 \mu m$ ) aux dépends des fractions les plus fines. Les fragments de sol mis en mouvement sont donc relativement moins riches en fractions fines que les fragments issus de la désagrégation. La mise en mouvement par l'impact des gouttes de pluie est un mécanisme sélectif. Yariv (1976) avait mis en évidence le fait que le flux de mise en mouvement est plus grand pour les fragments de la taille des sables moyens et grossiers que pour les fragments plus fins ou plus grossiers. La figure 1.3 montre que pour aucune des fractions étudiées, le stock de fragments issus de la désagrégation n'a été totalement mis en mouvement. Le taux de mobilisation maximal est de 37%. D'autre part on note que les fractions enrichies correspondent aux fractions modales du stock issu de la désagrégation. Il est donc très important de connaître la distribution granulométrique d'un sol après désagrégation. Pour l'argile et l'argile limoneuse, la faible proportion en fractions fines dans les stocks issus de la désagrégation limite la mise en mouvement de ces fragments et constitue un facteur limitant pour l'érosion.

La structure de la surface du sol évolue au cours de l'évènement pluvieux. Elle devient plus compacte et moins rugueuse. La pluie désagrège les agrégats initialement présents à la surface. Le transfert et le réarrangement des éléments à la surface du sol dû à l'impact des gouttes de pluie entraîne la formation de croûtes structurales. L'apparition d'une lame d'eau à la surface permet la formation d'une croûte de dépôt due à la sédimentation des fragments. La microtopographie définit les zones de ruissellement et les zones surélevées. Les croûtes sédimentaires apparaissent dans les zones basses immergées et les croûtes structurales sur le reste de la surface. [Leguédais \(2003\)](#) a mis en évidence que les états de surface ainsi créés possèdent des caractéristiques propres qui diffèrent de l'état de surface initial.

## 1.2 Le ruissellement

### 1.2.1 Les caractéristiques du ruissellement

La connaissance du ruissellement est centrale dans l'étude de l'érosion hydrique. Le ruissellement résulte en général d'un excès d'intensité de pluie par rapport au taux d'infiltration ou d'une remontée de nappe. Il peut prendre diverses formes allant des écoulements en nappe très peu épais sur des surfaces étendues jusqu'aux écoulements fortement concentrés dans des rigoles voire des ravines engendrées par l'érosion. La particularité du ruissellement par rapport aux écoulements à surface libre en canaux est sa très faible lame d'eau qui est de l'ordre de grandeur de la rugosité de la surface du sol. L'effet de la gravité est souvent dominant dans le cas du ruissellement, contrairement au cas des écoulements en canaux. Les études relatives aux écoulements en canaux ne sont donc pas toujours applicables au ruissellement.

#### 1.2.1.1 Analyse dimensionnelle

Les principales variables associées au ruissellement sont présentées sur la figure 1.4. Les variables géométriques sont  $\sin\vartheta$  qui peut-être remplacée par la pente  $S_o$  pour des valeurs faibles de  $\vartheta$  et la longueur de la pente  $L$ . Les variables physiques sont l'intensité de la pluie  $R$ , l'épaisseur de la lame d'eau  $h$ , la vitesse moyenne de l'écoulement  $\bar{V}$ , le débit unitaire  $q$ , la rugosité de fond  $k$ . Le paramètre généralement associé au débit massique de sédiment par unité de largeur  $q_s$  est la contrainte de cisaillement au niveau du lit  $\tau_c$ . Les autres propriétés de l'écoulement sont

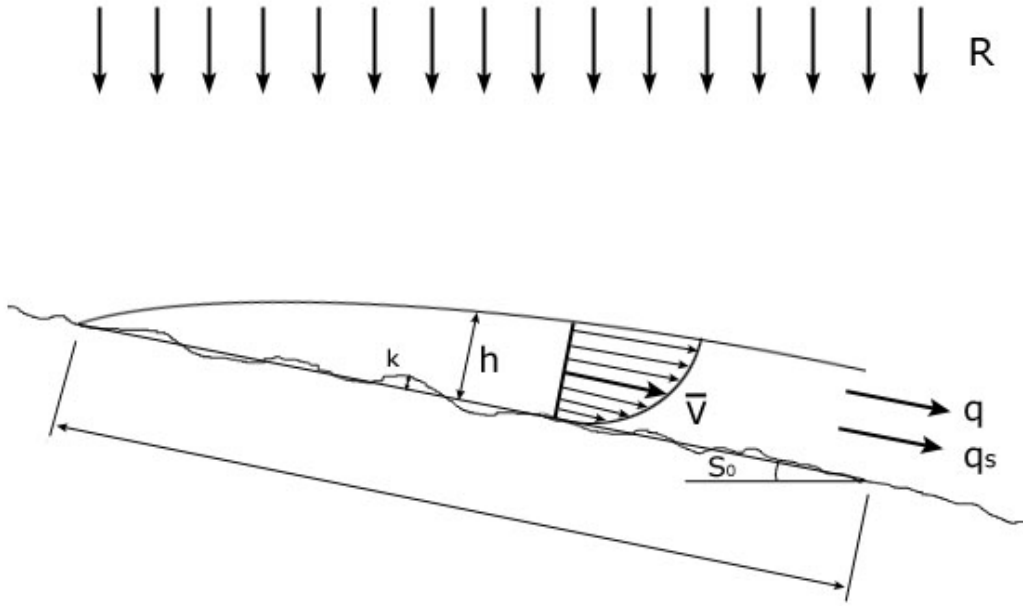


FIG. 1.4: Les principales variables du ruissellement d'après *Julien and Simons* (1985)

l'accélération de la gravité  $g$ , la viscosité cinématique  $\nu$  et la densité du fluide  $\rho$ .

*Lawrence* (1997) insiste sur une pratique expérimentale importante. Alors que dans la plupart des analyses hydrauliques  $\bar{V}$  et  $h$  représentent les variables primaires, en général dans les études de terrain et de laboratoire,  $q$  et  $h$  sont mesurées et la vitesse moyenne est obtenue à partir de ces deux grandeurs (e.g., *Savat*, 1980).

On utilise souvent un groupe de nombres adimensionnels pour caractériser l'hydraulique des écoulements à surface libre.

– le coefficient de Darcy-Weisbach :

$$f = \frac{\text{forces de gravité}}{\text{forces d'inertie}} = \frac{8gh \sin \vartheta}{\bar{V}^2} \quad (1.1)$$

Le coefficient de Darcy-Weisbach est un coefficient de frottement qui exprime le rapport entre les forces de gravité et les forces d'inertie. Le facteur 8 est historique. Il reflète l'extension de la théorie de Darcy-Weisbach pour les écoulements en conduite au cas des écou-

lements à surface libre. Les écoulements à surface libre sont définis à l'aide du diamètre hydraulique. Dans le cas des écoulements en conduite, le diamètre hydraulique  $D_h$  est égal au diamètre géométrique  $D$ . Dans le cas des écoulements à surface libre, le diamètre hydraulique  $D_h = 4 \frac{\text{surface mouillée}}{\text{périmètre mouillé}} = 4h$ .

– le nombre de Reynolds

$$Re = \frac{\text{forces d'inertie}}{\text{forces visqueuses}} = \frac{4\bar{V}h}{\nu} \quad (1.2)$$

Le nombre de Reynolds mesure l'importance relative des forces d'inertie par rapport aux forces visqueuses. Le facteur 4 a la même origine historique que le facteur 8 dans l'expression du coefficient de Darcy-Weisbach. Dans certaines études consacrées aux ruissellement ce facteur 4 n'apparaît pas (e.g., [Julien and Simons, 1985](#); [Takken and Govers, 2000](#)). La valeur absolue du nombre de Reynolds critique est donc modifiée. Quand les forces d'inertie deviennent grandes devant les forces visqueuses, le nombre de Reynolds devient grand et l'écoulement est turbulent. Dans le cas des très fines lames d'eau, les forces visqueuses dominent et l'écoulement est qualifié de laminaire.

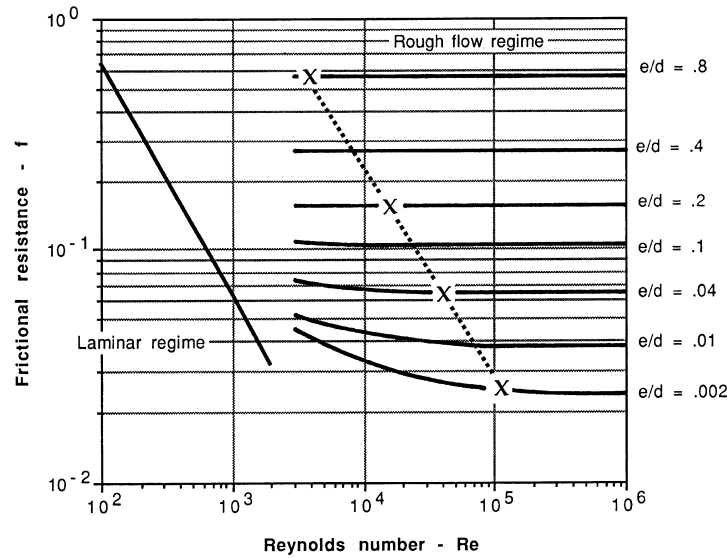


FIG. 1.5: Diagramme de Moody : coefficient de frottement en fonction du nombre de Reynolds pour des écoulements en conduite en régime laminaire et turbulent rugueux d'après [Lawrence \(1997\)](#)

Dans le cas des écoulements en conduite, le nombre de Reynolds est un paramètre significatif pour la détermination du coefficient de frottement, comme l'illustre la figure 1.5. En régime laminaire, le coefficient de frottement est inversement proportionnel au nombre de Reynolds. Cette relation est rompue quand le régime devient turbulent. Au-delà, pour des



nombres de Reynolds plus grand, c'est le rapport  $\frac{e}{h}$  qui devient déterminant avec  $e$  l'échelle caractéristique de la rugosité de la conduite.

- le taux d'inondation

$$\Lambda = \frac{h}{k} \quad (1.3)$$

Le taux d'inondation est l'inverse du rapport  $\frac{e}{h}$ . D'un point de vue formel simplement, on utilisera  $k$  comme échelle caractéristique de la rugosité de la surface du fond au lieu de  $e$  pour les conduites. Ce nombre adimensionnel a été peu utilisé jusqu'ici dans l'étude du ruissellement. Quelques auteurs ont cependant privilégié son emploi (e.g., [Abrahams et al., 1992](#); [Lawrence, 1997](#)) car il semble significatif dans l'étude de l'hydraulique du ruissellement, essentiellement dans le cas des faibles lames d'eau sur des surfaces de sol naturelles. Jusqu'à présent la majorité des études sur l'hydraulique du ruissellement se sont basées sur le nombre de Reynolds pour caractériser la résistance hydraulique. Il est apparu récemment que le nombre de Reynolds n'est pas le seul paramètre significatif ([Nearing et al., 1997](#)). Il est nécessaire d'associer d'autres grandeurs telles que le taux d'inondation, la pente et certaines propriétés physiques du sol (cohésion, humidité, densité sèche...).

- le nombre de Froude

$$F = \frac{\bar{V}^2}{gh} = \frac{8 \sin \vartheta}{f} \quad (1.4)$$

Le nombre de Froude, caractéristique des écoulements à surface libre, exprime le rapport entre la vitesse du fluide et la vitesse des ondes de surface. Les expressions données ici sont valables pour une section d'écoulement rectangulaire. La seconde expression montre qu'il existe une interdépendance du nombre de Froude avec le coefficient de frottement. Les coefficients de frottement calculés pour des écoulements sur surfaces naturelles sont souvent bien supérieurs à ceux mesurés pour des écoulements en conduite. Ceci tient au fait que le coefficient de frottement intègre des pertes de charges liées à la rugosité de forme associée au relief accidenté par exemple en plus des pertes de charge liées à la rugosité du fond. Le nombre de Froude est inversement proportionnel au coefficient de frottement.

#### 1.2.1.2 Régimes hydrauliques

Les études sur l'hydraulique du ruissellement se sont appuyées sur les travaux effectués au préalable sur les écoulements en conduite et les écoulements en rivière. Cependant le ruissel-

lement nécessite un traitement à part dans la mesure où les hauteurs d'eau sont souvent très faibles. En rivière, l'écoulement est turbulent dans la majorité des cas. [Julien \(1998\)](#) distingue le régime turbulent lisse et le régime turbulent rugueux. De même le nombre de Froude est en général inférieur à 1.0, le régime étant le plus souvent subcritique. Le ruissellement inclut une gamme étendue de situations comme l'illustre la figure 1.6. On se trouve à la limite entre les régimes subcritique et supercritique et à la limite entre les régimes laminaires et turbulents. [Savat \(1980\)](#) qui fut l'un des premiers à mener une étude approfondie sur l'hydraulique du ruissellement remarque que l'écoulement est souvent supercritique et que les régimes laminaire, turbulents lisse et rugueux sont tous susceptibles de se produire. [Julien and Simons \(1985\)](#) se livrent à une étude sur le ruissellement et indiquent que le ruissellement peut prendre des formes très variées : régime laminaire, régimes turbulents lisse et rugueux. [Govers \(1987\)](#) confirme les points précédents et insiste sur l'importance du taux d'inondation  $\Lambda = \frac{k}{h}$  dans le cas du ruissellement.

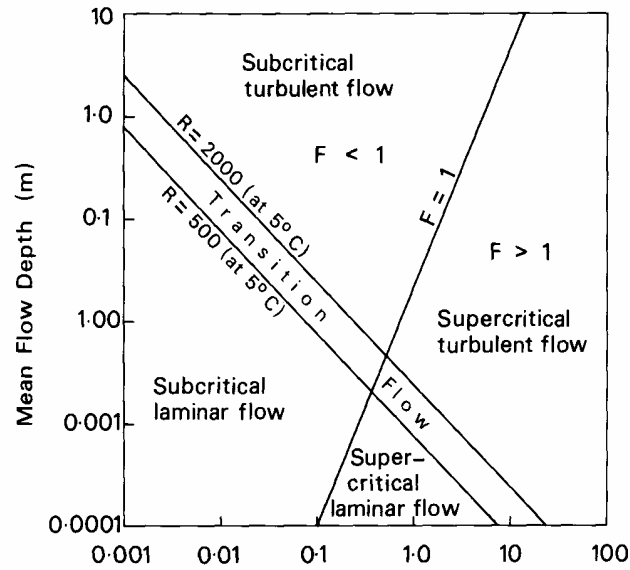


FIG. 1.6: Hauteur d'eau en fonction de la vitesse moyenne. Schéma : Déborah Lawrence

La figure 1.7 présente des données obtenues à partir d'expériences en laboratoire et sur le terrain pour une gamme très étendue de situations correspondant au ruissellement. Les plus petits bancs d'essais mesurent 50 cm de long. Les plus longues rigoles mesurent 3.4 m. Les pentes testées évoluent entre 3 et 20 %. Les débits injectés varient entre 0.1 et 17.6  $L \min^{-1}$ . On remarque que les données couvrent une zone étendue de nombres de Reynolds et de nombres de Froude. Les données correspondant aux rigoles de terrain et de laboratoire se situent dans une zone de turbulence faible à établie tandis que les données relatives aux petits bancs d'essais sont placées dans une zone de

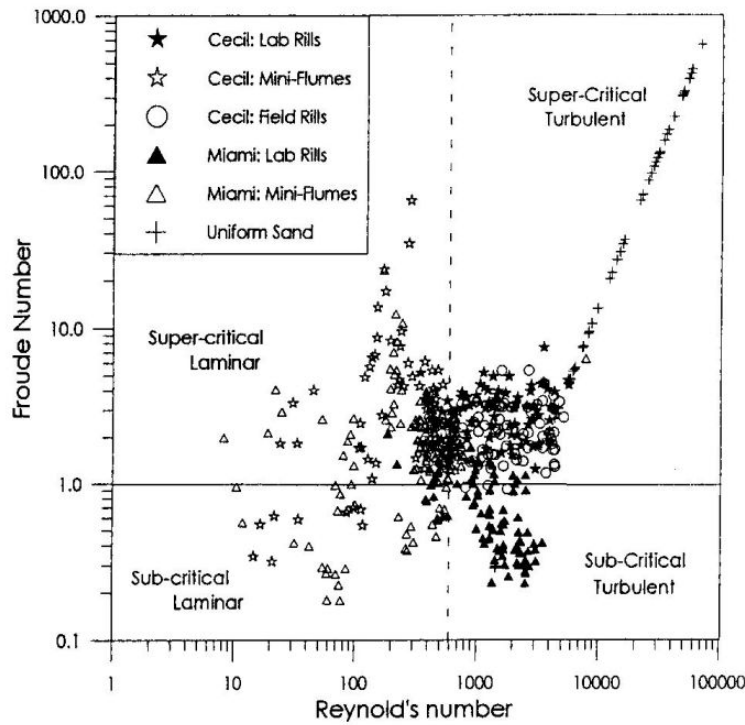


FIG. 1.7: Nombre de Froude en fonction du nombre de Reynolds d'après [Nearing et al. \(1997\)](#)

régime laminaire. Le ruissellement sur les versants prend des formes variées. Il est d'abord diffus, très peu épais et étendu sur de grandes surfaces, plus à l'aval il s'organise en se concentrant dans des rigoles qui peuvent devenir des ravines pérennes. Les propriétés hydrauliques de ces écoulements sont très différentes et dépendent notamment de l'ordre de grandeur du nombre de Reynolds. Dans le cas des écoulements en rigole ou en ravine, le nombre de Reynolds est grand et l'écoulement est turbulent. Dans le cas du ruissellement en nappe, les forces visqueuses sont dominantes par rapport aux forces d'inertie et l'écoulement est laminaire. Deux difficultés importantes subsistent, la détermination d'une limite entre les régimes laminaire et turbulent et le traitement des écoulements appelés 'de transition' qui seraient situés entre ces deux régimes. Sur la figure 1.7, les auteurs proposent une limite aux alentours d'un nombre de Reynolds de 600. Habituellement, pour les écoulements en conduite et les écoulements en rivière, on utilise les limites proposées sur la figure 1.5. La limite supérieure du régime laminaire correspond à un nombre de Reynolds de 2000. En régime laminaire, le coefficient de frottement diminue quand le nombre de Reynolds augmente. En régime turbulent, le coefficient de frottement suit une autre relation qui dépend du nombre de Reynolds et du rapport  $\frac{k}{h}$  défini comme l'inverse du taux d'inondation  $\Lambda$ . Ce rapport reste généralement inférieur à 0.04 dans le cas de des écoulements en

conduite. [Savat \(1980\)](#); [Julien and Simons \(1985\)](#) essaient de calquer la théorie des écoulements en conduite au ruissellement en l'adaptant. Selon [Savat \(1980\)](#), le régime devient turbulent quand le nombre de Reynolds est supérieur à 2440. [Julien and Simons \(1985\)](#) situent cette limite aux alentours de 2000. [Savat \(1980\)](#) indique que la limite supérieure du régime laminaire varie en fonction de la pente. Le régime est laminaire en dessous d'un nombre de Reynolds de 648 pour une pente de 1 % et de 140 pour une pente de 10 %. Selon [Lawrence \(1997\)](#), le ruissellement ne répond pas toujours aux conditions de la théorie des écoulements en conduite. Le rapport  $\frac{k}{h}$  peut être supérieur à 1 pour des écoulements peu épais. Cette particularité du ruissellement incite [Lawrence \(1997\)](#) à considérer que le nombre de Reynolds critique à partir duquel le rapport  $\frac{k}{h}$  devient le paramètre adimensionné principal pour caractériser le type de régime devrait être plus petit que dans le cas des écoulements en conduite. Cela va dans le sens de la limite proposée par [Nearing et al. \(1997\)](#) sur la figure 1.7. [Lei et al. \(1998\)](#) remettent aussi en cause l'application au cas du ruissellement des limites utilisées classiquement en hydraulique de rivière pour distinguer les régimes laminaire et turbulent. Ces auteurs préconisent une limite inférieure étant donné les faibles épaisseurs de lame d'eau en jeu comparées à aux ordres de grandeur des rugosités. Dans une étude consacrée à l'étude du transport solide dans des rigoles, [Polyakov and Nearing \(2003\)](#) mesurent des nombre de Reynolds variant entre 400 et 1500 et des nombres de Froude compris entre 0.25 et 2.1. Les auteurs parlent alors de régime turbulent subcritique à régime turbulent supercritique mais ne mentionnent pas le régime laminaire.

### 1.2.2 Les propriétés mécaniques de l'écoulement

On va rappeler les propriétés mécaniques des différents régimes hydrauliques envisagés selon la théorie des écoulements à surface libre. Cette théorie n'est pas forcément transposable directement au cas du ruissellement mais elle constitue un cadre de réflexion indispensable. Cette partie s'appuie notamment sur les travaux de [Savat \(1980\)](#); [Julien and Simons \(1985\)](#) qui ont essayé de décrire les propriétés hydrauliques du ruissellement en s'inspirant de la théorie des écoulement à surface libre basée sur le nombre de Reynolds.

#### 1.2.2.1 L'écoulement laminaire

[Savat \(1980\)](#) rappelle qu'en régime laminaire les couches de fluide glissent parallèlement les unes sur les autres avec une vitesse longitudinale croissante quand on se rapproche de la surface

libre comme le décrit la figure 1.8. Le profil de vitesse est parabolique et la vitesse en un point quelconque de la lame d'eau est donnée par l'expression suivante :

$$V = V_{max} \left[ 1 - \left( \frac{z - h}{h} \right)^2 \right] \quad (1.5)$$

En intégrant l'équation 1.5 et en divisant par l'épaisseur de la lame d'eau on trouve que  $\bar{V} = \frac{2}{3} V_{max}$ .

avec  $V_{max}$  la vitesse au niveau de la surface libre et  $z$  l'épaisseur de la lame d'eau ayant pour origine la surface du fond.

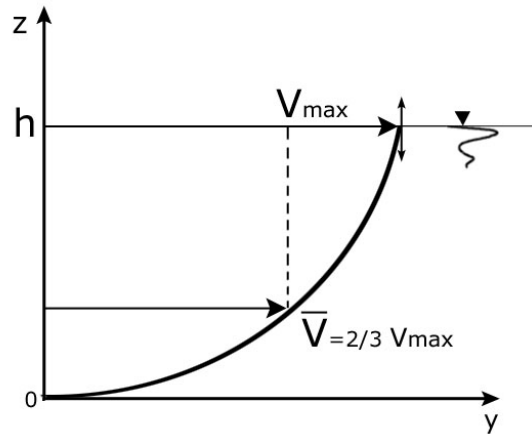


FIG. 1.8: Profil de vitesse d'un écoulement laminaire

Dans les fluides réels, appelés aussi fluides visqueux, la zone de l'écoulement dans laquelle les forces de viscosité jouent un rôle prépondérant est appelée couche limite ([Guyot, 1999](#)). Dans la couche limite dynamique, la vitesse du fluide passe de zéro au contact de la paroi à la vitesse du fluide libre (à la frontière de la couche limite). La viscosité est la propriété moléculaire qui représente la résistance du fluide à la déformation. A l'intérieur d'un écoulement, la viscosité est responsable des forces de frottement qui se manifestent entre deux couches voisines de fluide. Cette force est appelée la contrainte de cisaillement parce qu'elle est associée à l'effort de cisaillement lié à la différence de vitesse entre deux couches. Pour un écoulement unidimensionnel, on a l'expression suivante :

$$\tau = \mu \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) = \nu \rho \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) \quad (1.6)$$

où  $\mu$  est la viscosité dynamique de l'eau.

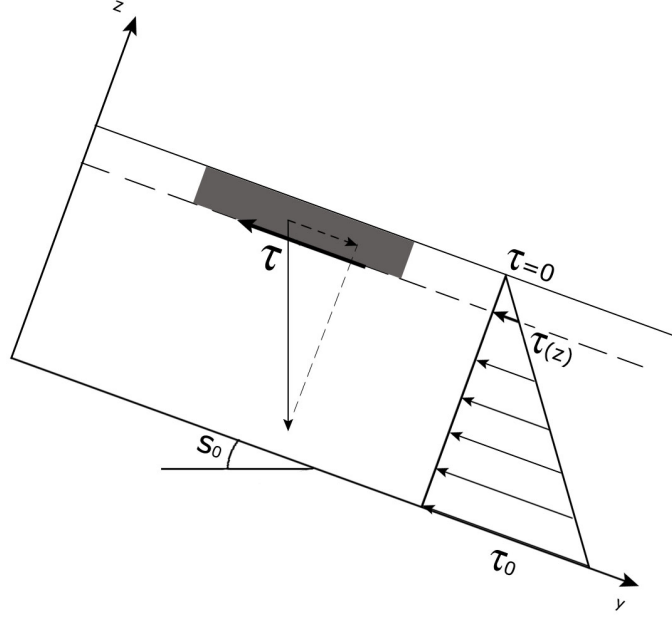


FIG. 1.9: Equilibre d'un petit volume d'eau cisailé et profil de contrainte de cisaillement de l'écoulement

En faisant l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le petit volume d'eau hachuré sur la figure 1.9, on obtient l'expression de la contrainte de cisaillement à la cote  $z$  :

$$\tau(z) = \rho g (h - z) \sin \vartheta \quad (1.7)$$

La distribution de la contrainte de cisaillement le long de la verticale de la lame est linéaire. La contrainte de cisaillement est nulle au niveau de la surface libre et maximale au fond de l'écoulement avec pour expression :

$$\tau_0 = \rho g h \sin \vartheta \approx \rho g h S_0 \quad (1.8)$$

On peut remplacer l'angle  $\sin \vartheta$  par la pente  $S_0$  si l'angle  $\vartheta$  est suffisamment petit. Dans le cas général où la pente du sol et la pente d'énergie ne sont pas parallèles, il faut remplacer  $\sin \vartheta$  par le sinus de l'angle de la pente d'énergie qui est approximée par la pente d'énergie  $S_f$ .

En calculant  $\tau_0$  à l'aide des équations 1.5 et 1.6 et en égalisant l'expression obtenue avec l'équation 1.8, on obtient la vitesse moyenne :

$$\bar{V} = \frac{gh^2 S_o}{3\nu} \quad (1.9)$$

En injectant l'expression de la vitesse moyenne dans l'équation 1.1 et en utilisant la définition du nombre de Reynolds 1.2, on en déduit une relation entre  $f$  et  $Re$  :

$$f = \frac{96}{Re} \quad (1.10)$$

Le coefficient de Darcy-Weisbach est inversement proportionnel au nombre de Reynolds. Ce résultat est illustré par la figure 1.5 où l'on voit que  $f$  diminue assez sensiblement en fonction de  $Re$  quand  $Re$  est plus petit que 2000. *Savat* (1980) indique que, quand la surface est rugueuse et la pente importante, les mesures donnent un coefficient de frottement douze fois supérieur à celui obtenu avec l'équation 1.10.

### 1.2.2.2 L'écoulement turbulent

En régime turbulent, un écoulement laminaire subsiste dans une sous-couche située près de la surface du fond, appelée 'film laminaire' comme l'illustre la figure 1.10. Dans cette sous-couche laminaire, l'équation 1.6 de la loi de viscosité continue à s'appliquer. Au-dessus, dans la couche turbulente, on utilise une relation analogue impliquant la viscosité turbulente  $\mu_t$  :

$$\tau = \mu_t \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) = \nu_t \rho \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) \quad (1.11)$$

La viscosité turbulente n'est pas constante. Selon la théorie de longueur de mélange de Prandtl, la viscosité turbulente est supposée directement reliée au gradient de vitesse verticale de l'écoulement par l'intermédiaire d'une longueur  $l$ , appelée longueur de mélange. Pour une couche mince cisailée, cela donne :

$$\nu_t = l^2 \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) \quad (1.12)$$

La vitesse  $V$  représente la composante moyenne à la cote  $z$  du champ de vitesse horizontal soumis aux fluctuations turbulentes.

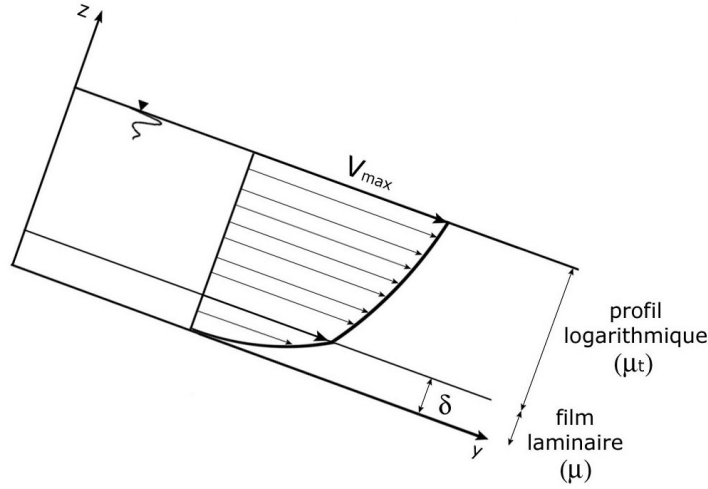


FIG. 1.10: Profil de vitesse d'un écoulement turbulent

L'expression de la contrainte de cisaillement dans un écoulement turbulent devient donc :

$$\tau = \rho l^2 \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 \quad (1.13)$$

On fait en outre l'hypothèse que la longueur de mélange est proportionnelle à la distance  $z$  par rapport au fond :

$$l = Kz \quad (1.14)$$

où  $K$  est le nombre de Karmann ( $K \approx 0.4$ ).

Finalement on peut écrire que, dans un écoulement turbulent, la contrainte de cisaillement est la somme de deux composantes :

$$\tau = \nu \rho \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) + \rho l^2 \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 \quad (1.15)$$

Le premier terme du second membre représente la composante visqueuse et le deuxième la composante turbulente de la contrainte de cisaillement. Là où l'écoulement est turbulent, la contrainte de cisaillement turbulente est bien plus importante que la contrainte visqueuse. Dans la sous-couche laminaire, c'est l'inverse qui est vrai comme le présente la figure 1.11.

$\delta$  est l'épaisseur de la sous-couche laminaire.

La contrainte de cisaillement près du fond reste virtuellement égale à la contrainte de cisaillement limite dont l'expression est donnée par l'équation 1.8. On introduit la vitesse de cisaillement



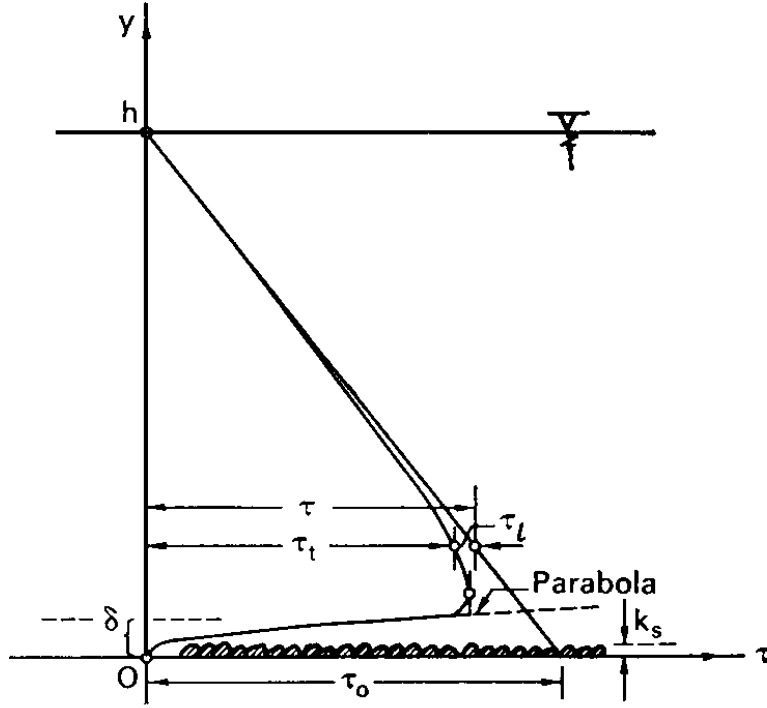


FIG. 1.11: Distribution de la contrainte de cisaillement d'après [Camenen \(2002\)](#)

$u_*$  définie à partir de  $\tau_0$  :

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (1.16)$$

En injectant les équations 1.13 et 1.14 dans l'équation 1.16, on obtient l'expression de la vitesse de cisaillement à la limite avec la sous-couche laminaire :

$$u_* = Kz \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right) \quad (1.17)$$

Comme  $u_*$  est constante, les variables  $V$  et  $z$  peuvent être séparées et intégrées pour obtenir le classique profil de vitesse logarithmique :

$$\frac{V}{u_*} = \frac{1}{K} \ln z + C_0 \quad (1.18)$$

où  $C_0$  est une constante d'intégration évaluée à la distance  $z_0$  depuis le fond où la vitesse logarithmique  $V_0$  est supposée nulle. On a ainsi :

$$\frac{V}{u_*} = \frac{1}{K} \ln \frac{z}{z_0} \quad (1.19)$$

Deux types de frontières sont considérées en fonction de l'importance relative de l'échelle caractéristique de la rugosité de la surface du fond  $k$  par rapport à l'épaisseur de la sous-couche laminaire  $\delta$ . Conceptuellement la frontière est qualifiée de lisse quand  $\delta \gg k$ , et rugueuse quand  $k \gg \delta$ . Une transition existe entre les deux.

### Le régime turbulent lisse

[Julien \(1998\)](#) indique que le régime est turbulent lisse quand on a  $\delta > 3k$ . [Savat \(1980\)](#) définit le régime turbulent lisse à l'aide de l'inégalité suivante :

$$D_s < 35.5 S_o^{-0.4} \quad (1.20)$$

avec  $D_s$  le diamètre des grains. Le diamètre des grains reste bien inférieur à l'épaisseur de la sous-couche laminaire comme illustré par la figure 1.12.

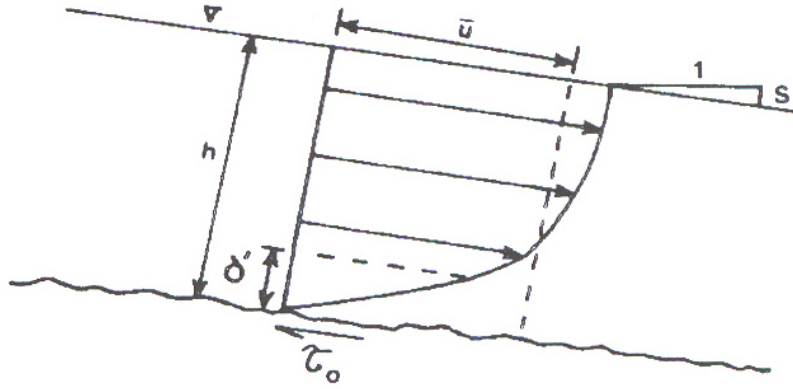


FIG. 1.12: Régime turbulent sur une surface lisse d'après [Julien and Simons \(1985\)](#)

La distance  $z_0$  est proportionnelle au rapport  $\frac{\nu}{u_*}$  et les expériences pour des conduites lisses montrent que :

$$z_0 = \frac{\nu}{9u_*} \quad (1.21)$$

En substituant l'équation 1.21 dans l'équation 1.19, on obtient :

$$\frac{V}{u_*} = \frac{1}{K} \ln \frac{u_* z}{\nu} + 5.5 \quad (1.22)$$

La vitesse moyenne  $\bar{V}$  est obtenue en intégrant l'équation 1.22 entre la surface du fond et la surface libre. En utilisant l'équation de Darcy-Weisbach pour le coefficient de frottement

(équation 1.1) et la définition de la vitesse de cisaillement (équation 1.16), on a :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{\bar{V}}{u_*} = 5.75 \log \left( \frac{u_* h}{\nu} \right) + 3.25 \quad (1.23)$$

On peut finalement exprimer une relation entre le nombre de Reynolds et le coefficient de Darcy-Weisbach :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} \approx 2 \log \left( Re \sqrt{f} \right) - 0.1 \quad (1.24)$$

Il existe plusieurs formules qui découlent d'approximations de l'équation 1.23 dont l'équation de Blasius pour un nombre de Reynolds compris entre 2400 et 20000 :

$$f \approx \frac{0.31}{Re^{0.25}} \quad (1.25)$$

### Le régime turbulent rugueux

En général, le régime est qualifié de rugueux quand  $k > 6\delta$ . Le diamètre des grains est largement plus grand que l'épaisseur de la sous-couche laminaire comme illustré par la figure 1.13.

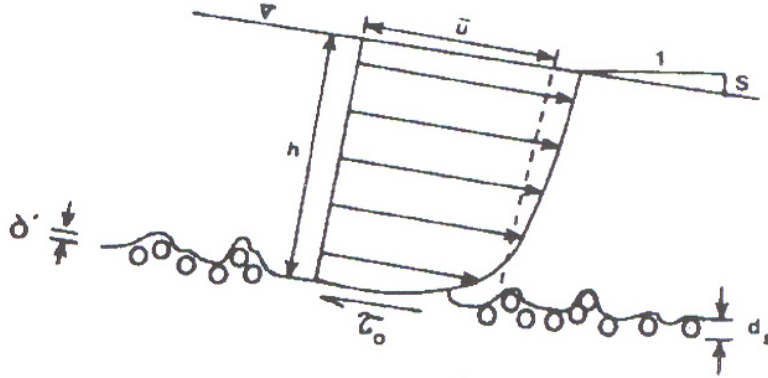


FIG. 1.13: Régime turbulent sur une surface rugueuse d'après *Julien and Simons (1985)*

En hydraulique de rivière, le régime turbulent rugueux correspond notamment au cas des écoulements sur lit de gravier. Dans le cas du ruissellement sur surface naturelle, l'échelle de taille de la rugosité est grande devant l'épaisseur de la lame d'eau et l'écoulement est donc généralement rugueux.

Les expériences pour des conduites rugueuses nous donnent l'expression de la distance  $z_0$  :

$$z_0 = \frac{k}{30} \quad (1.26)$$

En substituant l'équation 1.26 dans l'équation 1.19, on obtient :

$$\frac{V}{u_*} = \frac{1}{K} \ln \frac{z}{k} + 8.5 \quad (1.27)$$

La vitesse moyenne  $\bar{V}$  est obtenue en intégrant l'équation 1.22 entre la surface du fond et la surface libre :

$$\frac{\bar{V}}{u_*} = \frac{2.3}{K} \log \left( \frac{h}{k} \right) + 6.25 \quad (1.28)$$

En utilisant la relation  $u_*^2 = \frac{f\bar{V}^2}{8}$  et l'équation 1.28 on déduit une relation pour le calcul du coefficient de frottement :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} \approx 2.03 \log \left( \frac{h}{k} \right) + 2.12 \quad (1.29)$$

On a souvent recours à des relations à base de puissances qui sont des approximations de l'équation 1.28. La plus connue d'entre elles est l'équation de Manning :

$$\sqrt{\frac{8g}{f}} \approx \frac{h^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (1.30)$$

avec  $n$  le coefficient de frottement de Manning.

*Julien and Simons* (1985) affirment que l'équation de Manning donne des bons résultats et qu'elle peut être utilisée dans le cas des écoulements à surface libre sans rugosité de forme. La célèbre relation de Manning-Strickler donne l'expression de  $n$  en fonction du diamètre des particules (exprimé exceptionnellement ici en mm) :

$$n = 0.0132 D_s^{\frac{1}{6}} \quad (1.31)$$

*Julien and Simons* (1985) considèrent le cas particulier où le rapport entre la rugosité de la surface du fond  $k$  et l'épaisseur de la lame d'eau est très petit. Dans ce cas l'équation de

Darcy-Weisbach est équivalente à l'équation de Chézy :

$$f = \frac{8g}{C^2} \quad (1.32)$$

avec  $C$  le coefficient de Chézy. Cette situation représente un cas limite où le coefficient de Darcy-Weisbach et le coefficient de Chézy restent constants. Selon [Julien and Simons \(1985\)](#) ce cas de figure a peu de chance de se produire pour du ruissellement.

On remarque donc que le coefficient de frottement varie en fonction du Reynolds dans presque tous les cas de régimes laminaire et turbulent, à l'exception du régime turbulent rugueux avec faible rugosité devant l'épaisseur de la lame d'eau. D'une façon générale, les coefficients de frottement mesurés par [Savat \(1980\)](#) sont plus grands que ceux estimés avec les formules classiques présentées ci-dessus pour les écoulements laminaires et turbulents. [Savat \(1980\)](#) attribue ce résultat aux faibles valeurs du taux d'inondation observées pour le ruissellement comparé aux écoulements en rivière. L'auteur a modifié légèrement les équations classiques à l'aide de ses mesures et a proposé une méthode de résolution itérative du coefficient de frottement. Cet outil a été largement utilisé dans les études sur le ruissellement et l'érosion pour déterminer des hauteurs d'eau ou des vitesses. Cependant cet outil ne peut être utilisé que dans des cas où la surface du sol présente une rugosité uniforme et assez faible que l'on nomme rugosité de grain. Il s'agit donc principalement de conditions expérimentales de laboratoire. Sur le terrain, la granulométrie étendue du sol et la microtopographie complexe de la surface font que la rugosité est difficile à estimer.

### 1.2.2.3 Approche théorique de l'hydraulique du ruissellement

[Abrahams et al. \(1992\)](#); [Lawrence \(1997\)](#) envisagent une approche spécifique au ruissellement basée sur le taux d'inondation  $\Lambda = \frac{k}{h}$ . Cette approche intègre le fait que l'épaisseur de la lame d'eau est souvent de l'ordre de grandeur de la rugosité de la surface. [Lawrence \(1997\)](#) distingue différents régimes d'écoulement en fonction des valeurs de ce taux d'inondation comme le montre la figure 1.14. Le régime est qualifié de totalement submergé lorsque  $\Lambda$  est grand ( $h \gg k$ ) de marginalement submergé quand  $h \approx k$  et de partiellement submergé quand  $h \ll k$ .

[Lawrence \(1997\)](#) a utilisé des données issues de la littérature pour tester la relation entre le taux d'inondation et le coefficient de frottement. La figure 1.15 montre que le taux d'inondation

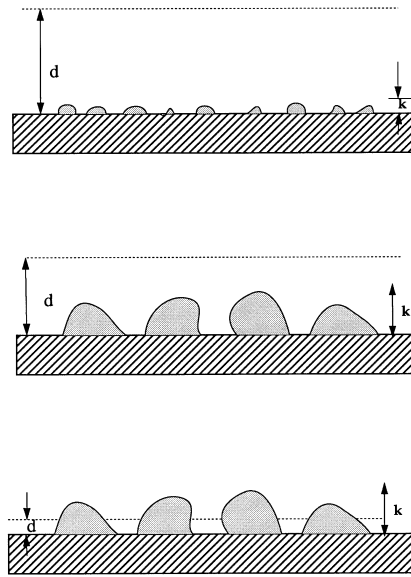
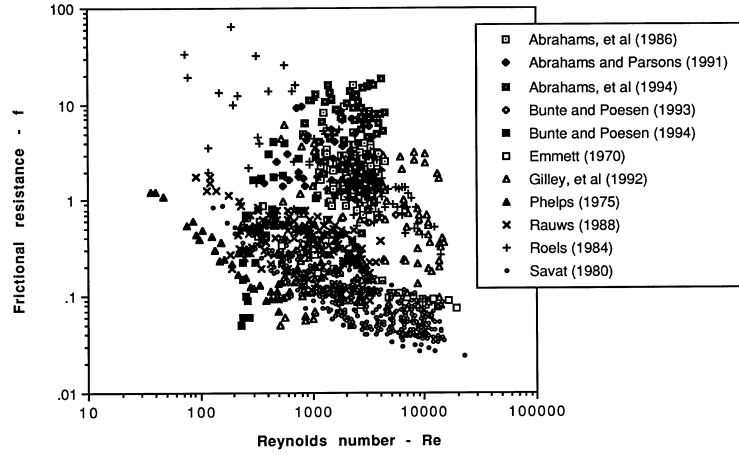


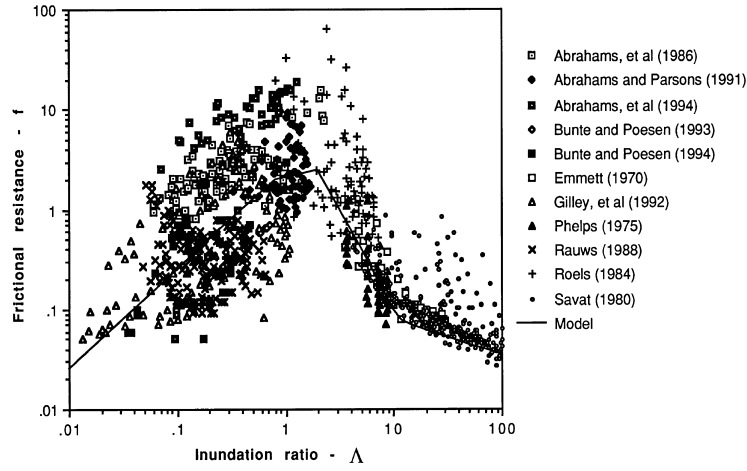
FIG. 1.14: Régimes d'écoulement : submersion totale (en haut), submersion marginale (au milieu) et submersion partielle (en bas) d'après [Lawrence \(1997\)](#)  
 $d$  qui signifie *flow depth* est équivalent à  $h$  dans cette thèse

est un paramètre plus significatif que le nombre de Reynolds pour l'estimation du coefficient de frottement dans le cas du ruissellement. On voit aussi apparaître trois tendances assez marquées, la relation entre le coefficient de frottement et le taux d'inondation étant fortement non monotone. Dans une première partie du graphique 1.15 (b) qui correspond au régime partiellement submergé, le coefficient de frottement augmente avec le taux d'inondation. Dans une deuxième partie associée au régime marginalement submergé, le coefficient de frottement diminue fortement quand le taux d'inondation augmente. Dans la dernière partie du graphique correspondant au régime totalement submergé, le coefficient de frottement continue à diminuer quand le taux d'inondation augmente mais de manière plus progressive.

L'auteur propose un modèle heuristique à base physique décrivant l'hydraulique de l'écoulement pour chacun de ces 3 régimes. Le régime partiellement submergé ( $h \ll k$ ) caractérise un écoulement très peu épais où certains éléments de la surface ne sont pas immergés comme l'illustre la figure 1.14. Il n'est pas possible d'exprimer le rayon hydraulique en fonction de la hauteur d'eau. Le nombre de Froude local évolue autour de sa valeur critique. L'écoulement est constamment dévié entre les éléments de la surface du sol générant des transitions rapides entre régimes supercritique et subcritique. Ces transitions conservent la quantité de mouvement de l'écoulement mais dissipent de l'énergie, augmentant ainsi la résistance par frottement de l'écoulement. [Lawrence \(1997\)](#) exprime le coefficient de frottement en fonction du taux d'inondation



(a)



(b)

FIG. 1.15: Coefficient de frottement en fonction du nombre de Reynolds (a) et du taux d'inondation (b) pour les données de la littérature et le modèle proposé par [Lawrence \(1997\)](#)

et du pourcentage de couverture de la surface :

$$f = \frac{8}{\pi} PC_d \min \left[ \frac{\pi}{4}, \frac{h}{k} \right] \quad (1.33)$$

où  $C_d$  est le coefficient de traînée et  $P$  est le pourcentage de couverture de la surface du sol par des éléments grossiers. [Lawrence \(1997\)](#) a utilisé  $0.5 D_{50}$  (avec  $D_{50}$  le diamètre médian des éléments recouvrant la surface) comme valeur pour  $k$ , l'échelle caractéristique de la rugosité de la surface du sol. Pour les surfaces sans éléments grossiers, le  $D_{50}$  de la granulométrie des grains a été utilisé. Pour les surfaces comportant des éléments grossiers (cailloux par exemple), le  $D_{50}$  de la granulométrie des éléments grossiers a été utilisé. Dans le régime marginalement

*submergé* ( $h \approx k$ ), les éléments présents à la surface du sol sont immergés mais la perturbation associée à leur présence affecte tout le champ vertical de vitesse de l'écoulement, ce qui se traduit par un champ de vitesse multidimensionnel. Pour modéliser ce régime [Lawrence \(1997\)](#) s'inspire du régime turbulent rugueux et considère que la composante verticale de vitesse résultant de la déviation au passage de la rugosité ralentit l'écoulement en augmentant la résistance par frottement. L'auteur suppose que la taille des perturbations associées est de l'ordre de grandeur de la taille des éléments constituant la rugosité et applique la théorie de la longueur de mélange avec une longueur de mélange  $l = Kk$ . En suivant la méthode présentée précédemment (1.2.2.2), on en déduit une relation entre le taux d'inondation et le coefficient de frottement :

$$f \approx 10 \left( \frac{k}{h} \right)^2 \quad (1.34)$$

Le coefficient de frottement diminue alors rapidement quand la hauteur d'eau augmente.

Dans le régime totalement submergé ( $h \gg k$ ), les éléments présents à la surface du sol sont largement noyés sous la lame d'eau. Ils introduisent une perturbation localisée de l'écoulement, à proximité de la surface du sol. On peut appliquer ici l'approche hydraulique classique présentée plus haut (1.2.2.1 et 1.2.2.2). Le cas du régime totalement submergé où l'écoulement est laminaire existe mais est très rare pour le ruissellement. Il correspond à un écoulement avec une lame d'eau épaisse et une vitesse assez faible. On peut le rencontrer en fin de pente, dans des zones concaves où le dépôt de sédiment est important. Le cas du régime turbulent est plus fréquent. Les surfaces naturelles sont généralement rugueuses. Pour tous les cas de figures de ce régime totalement submergé [Lawrence \(1997\)](#) se réfère aux équations présentées dans les parties 1.2.2.1 et 1.2.2.2.

Ainsi [Lawrence \(1997\)](#) remarque que l'approche consistant à se référer à la théorie des écoulements en conduite pour caractériser l'hydraulique du ruissellement n'est fondée que lorsque les conditions hydrodynamiques sont analogues, c'est-à-dire quand la rugosité de surface est petite devant l'épaisseur de la lame d'eau ( $h \gg k$ ) ou quand la rugosité de surface est grande devant l'épaisseur de la lame d'eau ( $h < k$ ) et le nombre de Reynolds suffisamment petit pour que l'effet des forces d'inertie soit négligeable (régime laminaire). En général, le caractère perturbé (mais pas forcément turbulent) de l'écoulement et l'influence grandissante de la rugosité à mesure que l'épaisseur de la lame d'eau diminue contribuent à un système d'écoulement bien plus complexe que les conditions unidimensionnelles des écoulements en conduite pour lesquels la théorie de Darcy-Weisbach a été établie. L'approche proposée par [Lawrence \(1997\)](#) est très intéressante car



elle envisage un développement théorique propre au cas du ruissellement. Comme on peut le voir sur la figure 1.15 (b), le modèle basé sur le taux d'inondation permet certes de prendre en compte différents comportements de résistance à l'écoulement mais la dispersion des données expérimentales autour des résultats du modèle incite à mener d'autres études théoriques. La thèse de [Roche \(2006\)](#) s'est concentrée sur l'étude des régimes partiellement à marginalement submergés sur des surfaces avec microtopographies complexes. Dans la modélisation proposée par [Lawrence \(1997\)](#) la surface du sol n'est pas érodable et donc pas modifiable. Il apparaît pourtant que l'interaction forte entre les processus d'érosion et de ruissellement, notamment dans le cas des écoulements concentrés, génère des pertes de charges additionnelles liées à l'occurrence de rugosité de forme (e.g., [Govers and Rauws, 1986](#); [Nearing et al., 1997](#); [Gimenez and Govers, 2001](#); [Gimenez et al., 2004](#)). Les équations classiques ainsi que le modèle développé par [Lawrence \(1997\)](#) ne prennent pas en compte de tels processus et risquent donc de sous-estimer largement le coefficient de frottement.

### 1.2.3 La rugosité et le ruissellement

La rugosité de surface qui caractérise l'interface entre le fluide et le solide est un élément déterminant dans l'étude du ruissellement et de l'érosion. Le paramètre de rugosité est commun à de nombreuses disciplines. En ce qui concerne les processus géomorphologiques il est utilisé à toutes les échelles de travail, depuis l'échelle de la placette ( $1\text{ m}^2$ ) jusqu'à l'échelle des grands bassins versants (plusieurs centaines de  $\text{km}^2$ ). Le paramètre de rugosité intervient dans le calcul de la contrainte de cisaillement. Par conséquent une mauvaise estimation de ce paramètre génère une mauvaise estimation de la force disponible pour entraîner les sédiments et l'évolution de la surface du sol. La définition de ce paramètre semble cependant varier selon l'échelle et la discipline d'étude que l'on considère. [Lane \(2005\)](#) affirme que l'on a tendance à modifier la description du paramètre de rugosité quand l'échelle change en intégrant les effets liés à la topographie qui ne peuvent être considérés explicitement dans la description de l'interface fluide-solide. Selon le même auteur, le paramètre de rugosité est un composant de la topographie qui doit être paramétré. Avec les outils dont on dispose désormais pour calculer des modèles numériques de terrain, il est possible de déterminer la topographie avec une résolution inférieure à celle utilisée dans les modèles d'écoulement distribué. Dans le cadre de cette étude des processus du

ruissellement et de l'érosion à l'échelle de la parcelle, il est important de décrire la signification du paramètre de rugosité.

### 1.2.3.1 Les techniques de mesure de la rugosité de surface

Au fil des années les techniques de mesure de la rugosité de surface ont beaucoup évolué. Les instruments de mesure sont passés des règles graduées aux outils sophistiqués sans contact avec la surface du sol comme l'illustre la figure 1.16 (*Govers et al.*, 2000; *Jester and Klik*, 2005). La chaîne et le rugosimètre à aiguille qui nécessitent d'être en contact avec le sol fournissent des profils de mesure en deux dimensions. Le laser-scanner et la stéréo photogrammétrie sont disposés à distance de la surface du sol et donnent des champs de mesure en trois dimensions, généralement sous la forme de grille régulière de points d'altitude. Ces techniques de mesure sont adaptées aux échelles de la placette et de la parcelle mais ne sont pas applicables à l'échelle de petits bassins versants. Dans ce dernier cas on peut faire appel aux mesures radar par satellite (*Courault et al.*, 1993; *Moran et al.*, 1997; *Sano et al.*, 1998).

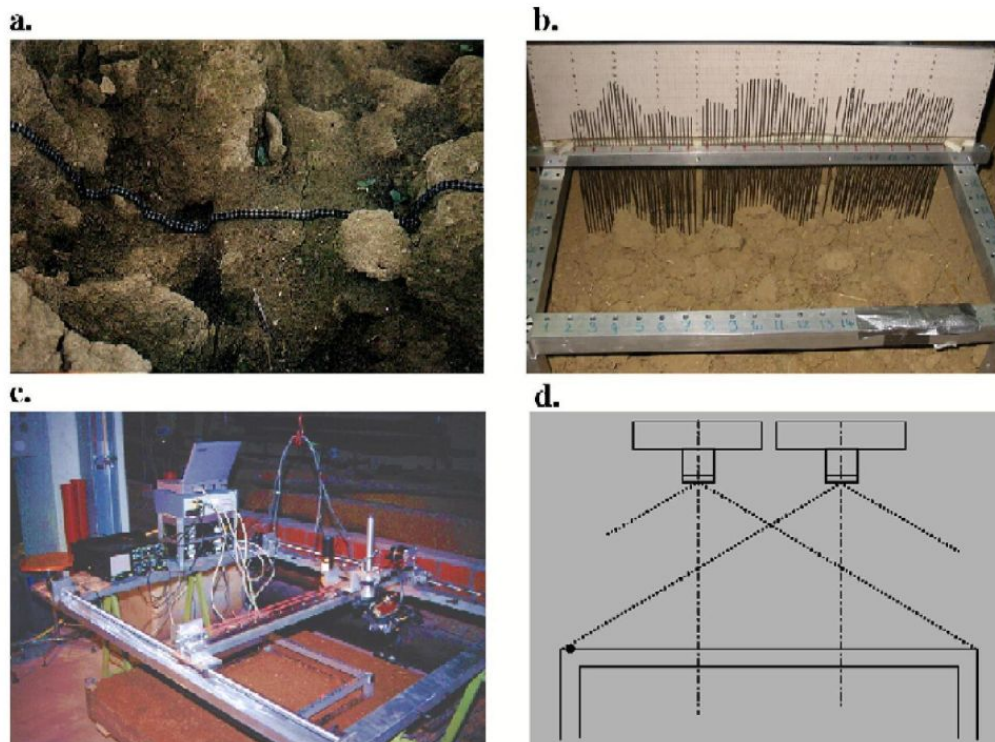


FIG. 1.16: Instruments de mesure de la rugosité de surface. a) La chaîne . b) Le rugosimètre à aiguille. c) Le laser-scanner. d) La stéréo photogrammétrie d'après *Jester and Klik* (2005)

**Chaîne** La technique de mesure à la chaîne a été développée par [Saleh \(1993\)](#). Elle est simple et rapide et a donc été largement utilisée sur le terrain. La mesure consiste à placer la chaîne sur la surface du sol en suivant les agrégats et les dépressions le long d'un transect. On mesure ensuite la longueur du profil avec une règle. C'est d'ailleurs la seule caractéristique de la rugosité de surface que l'on peut obtenir avec cette méthode.

**Rugosimètre à aiguille** Le rugosimètre à aiguille est constitué d'un cadre portant une barre avec des trous uniformément répartis dans lesquels viennent coulisser des aiguilles de 1 mm de diamètre ([Kuipers, 1957](#); [Podmore and Huggins, 1981](#)). Ces aiguilles sont enfoncées jusqu'à être en contact avec la surface du sol. Les extrémités supérieures des aiguilles forment une ligne presque continue que l'on peut reporter sur un graphe ou photographier. Le rugosimètre à aiguille a été beaucoup utilisé sur le terrain comme en laboratoire. La résolution obtenue est de 1 à 2 mm verticalement et généralement de 20 à 25 mm horizontalement ([Jester and Klik, 2005](#)). Un inconvénient substantiel des mesures avec chaîne et le rugosimètre à aiguille est la déformation du profil de la surface originale du sol, notamment dans le cas de sols peu cohésifs ou très humides.

**Laser-scanner** Récemment des instruments à base de laser-scanner ont été développés pour mesurer la rugosité de surface avec une résolution importante et sans contact avec le sol ([Helming et al., 1998](#); [Darboux and Huang, 2003](#)). La résolution est de l'ordre de 0.1 à 0.5 mm verticalement et 0.1 à 2 mm horizontalement. Cette technique a notamment été utilisée par [Leguédais \(2003\)](#) pour obtenir des modèles numériques de terrain de parcelles de laboratoire.

**Stéréo photogrammétrie** La stéréo photogrammétrie a été peu utilisée par le passé mais elle est en train de connaître un développement remarquable. Bien que l'acquisition de données ait toujours été rapide avec cette méthode, il fallait en revanche beaucoup de temps par le passé pour traiter les données car tout se faisait à la main. Aujourd'hui, avec l'émergence des appareils de photographie numérique et des logiciels pour construire des modèles numériques de terrain, on peut traiter les données plus rapidement. La résolution que l'on obtient aujourd'hui est de l'ordre de 0.2 mm verticalement et 2 mm horizontalement ce qui rend cette méthode comparable au laser-scanner en terme de précision ([Jester and Klik, 2005](#)). La stéréo photogrammétrie a été utilisée dans une étude récente portant sur la quantification des pertes en sol causées par des simulations de pluie en laboratoire sur des parcelles de plusieurs  $m^2$  ([Rieke-Zapp and Nearing, 2005](#)). Les

techniques de mesure en trois dimensions telles que le laser-scanner et la stéréo photogrammétrie donnent une représentation plus réaliste de la surface et permettent de calculer des paramètres physiques.

[Jester and Klik \(2005\)](#) ont mené une comparaison entre les quatre méthodes présentées ici. Il ressort de cette étude que chaque technique de mesure a son domaine d'application, en fonction de l'échelle de travail et des conditions expérimentales. Le rugosimètre à aiguilles et particulièrement la chaîne sont plutôt destinés à être utilisés sur le terrain. Le laser-scanner permet d'obtenir des modèles numériques de terrain avec une très grande précision. Il convient particulièrement aux analyses de surface nécessitant beaucoup de détails. Pour des études de terrain, cet appareil perd en précision du fait du risque du mouvement de l'instrument par rapport au sol. Cet appareil est lourd et doit être installé sur un cadre fixe. Les réflexions de la lumière du soleil peuvent aussi réduire la sensibilité de l'appareil. La stéréo photogrammétrie est une méthode intéressante pour les études de laboratoire et de terrain. Elle mérite d'être développée davantage et comparée au laser-scanner pour connaître ses limites d'application.

### 1.2.3.2 La caractérisation de la rugosité

Les données d'altitude de la surface du sol obtenues à partir des techniques présentées ci-dessus sont ensuite utilisées pour calculer des indices de rugosité. Dans la littérature, de nombreux indices ont été proposés pour exprimer la rugosité. La plupart des indices couramment utilisés sont liés à la variance des mesures d'altitude et expriment donc une variation verticale. Le plus connu d'entre eux est le paramètre de rugosité aléatoire  $RR$  (random roughness) présenté par [Allmaras et al. \(1967\)](#). [Huang and Bradford \(1990\)](#) ont affirmé que la rugosité ne peut pas être décrite complètement par le seul paramètre de rugosité aléatoire. Ce paramètre est insuffisant pour décrire à la fois la variance et la *distance de décorrélation*. Il faut donc envisager d'utiliser un autre paramètre telle que la dimension fractale ou la tortuosité qui sont fortement liés à la *distance de décorrélation* ([Govers et al., 2000](#)).

A l'aide de ces indices et des données d'altitude il est possible de quantifier la rugosité d'une surface. Il s'agit de la rugosité de fond  $k$  dont on a parlé dans le paragraphe 1.2.1.1 à condition de la calculer à une échelle d'espace adaptée. Lorsqu'on modélise le ruissellement de façon distribuée, on travaille le plus souvent avec un maillage régulier. A chaque noeud du maillage est associée une altitude. On décrit donc une partie de la rugosité explicitement grâce à la grille des points

d'altitude. On doit ensuite paramétrer la rugosité qui existe à l'intérieur des mailles du réseau et qui caractérise la microtopographie. Si on dispose d'un modèle numérique de terrain avec une résolution plus fine que celui utilisé pour la modélisation des écoulements on peut calculer des paramètres de rugosité qui aideront à estimer le coefficient de frottement. Dans le cas contraire il faut caler le coefficient de frottement à partir des données observées telles qu'un hydrogramme à l'exutoire.

### 1.2.3.3 Les facteurs influençant la rugosité

La microtopographie n'est pas la seule composante de rugosité. La pluie, l'infiltration, la végétation et l'interaction entre le ruissellement et les processus d'érosion sont aussi des éléments qui influencent la rugosité. Leur impact sur la rugosité est difficilement quantifiable. On s'intéresse en général aux coefficients de frottement liés à chacun de ces éléments de façon indépendante. Dans les études portant sur l'hydraulique de rivière, le coefficient de frottement total  $f$  est calculé comme la somme d'un coefficient de frottement de grain  $f_{\text{grain}}$  et d'un coefficient de frottement de forme  $f_{\text{forme}}$ . En s'inspirant de ce principe de superposition et des relations proposées par [Gilley and Weltz \(1995\)](#) on peut calculer le coefficient de frottement total  $f$  comme la résultante de plusieurs composantes additives :

$$f = f_{\text{microtopographie}} + f_{\text{pluie}} + f_{\text{végétation}} + f_{\text{forme}} \quad (1.35)$$

avec  $f_{\text{microtopographie}}$  le coefficient de frottement lié à la microtopographie comprenant les agrégats, les dépressions et les éléments grossiers tels que les cailloux,  $f_{\text{pluie}}$  le coefficient de frottement lié à l'impact de la pluie,  $f_{\text{végétation}}$  le coefficient de frottement lié à la végétation et  $f_{\text{forme}}$  le coefficient de frottement de forme résultant de l'interaction entre le fluide et la surface du sol.

La pluie a tendance à réduire le paramètre de rugosité aléatoire ([Gilley et al., 1992](#)). Les coefficients de frottements sont donc plus faibles en présence de pluie.

La végétation protège une partie de la surface du sol et ralentit l'écoulement. La contrainte de cisaillement est divisée entre une partie s'exerçant sur la végétation et le reste s'exerçant directement sur la surface du sol. La fraction agissant sur la surface du sol participe à l'arrachement des particules. Certaines études ont essayé d'estimer le coefficient de frottement lié à la végétation ([Gilley et al., 1992](#); [Thompson et al., 2004](#)).

La rugosité de forme provient de l'interaction forte entre les processus d'érosion et le ruissellement. Elle a été observée dans plusieurs études sur le ruissellement concentré (e.g., [Govers and Rauws, 1986](#); [Nearing et al., 1997](#); [Gimenez and Govers, 2001](#); [Gimenez et al., 2004](#)). La surface du sol évolue dans le temps en réponse au débit écoulé de façon à ralentir l'écoulement. Une succession de pentes fortes entrecoupées par des ruptures de pentes et des dépressions se met en place.

Ces composantes du coefficient de frottement font augmenter considérablement la valeur du coefficient de frottement total pour les surfaces naturelles mais il est difficile de les quantifier. Un autre point important qui serait à prendre en compte est la variabilité spatiale du coefficient de frottement.

#### 1.2.4 L'action mécanique de l'écoulement

Les conditions de mise en mouvement des particules par le ruissellement sont très variées. La raison principale est que le ruissellement est éphémère. Il apparaît durant l'évènement pluvieux et se poursuit peu de temps après la fin des précipitations. Le ruissellement se produit à la surface de sols cultivés ou naturels. Les sols sont constitués de particules minérales de taille allant de moins d'1  $\mu m$  à quelques  $cm$ , d'eau, d'air et d'une fraction organique. La combinaison de ces éléments est à l'origine de la cohésion des sols. Cette cohésion est liée principalement à la présence d'argile et de matière organique. Les particules minérales sont présentes à l'état élémentaires ou sont intégrées dans des agglomérats de plus grandes tailles appelés agrégats qui contiennent aussi de l'eau, de l'air et de la matière organique. Les particules minérales élémentaires ont une masse volumique comprise entre 2600 et 2700  $kgm^{-3}$ . Les agrégats ont une masse volumique qui varie entre 1500 et 2200  $kgm^{-3}$  ([Davis et al., 1983](#); [Rhoton et al., 1983](#); [Foster et al., 1985](#)). La mise en mouvement des particules par l'écoulement est un processus à seuil. La diversité de granulométrie et de densité et la présence de cohésion élargissent considérablement la gamme de seuil que l'on peut rencontrer. On envisage deux types de mise en mouvement. Soit les particules présentes à la surface du sol sont libres et sont entraînées quand les forces hydrodynamiques qui agissent sur elles sont supérieures aux forces stabilisatrices de pesanteur propres à ces éléments et à leur imbrication à la surface du sol, soit les particules sont contenues dans la matrice cohésive et dans ce cas il faut beaucoup plus d'énergie à l'écoulement pour les arracher.

### 1.2.4.1 Non-cohésif

Le cas des sédiments non-cohésifs est le plus familier car il a été très étudié en rivière. Il s'agit des sédiments présents à la surface du sol qui ne sont pas concernés par les forces de cohésion. Ces sédiments ont été déposés préalablement par l'écoulement ou ont été projetés par l'impact des gouttes de pluie. Il y a mise en mouvement si les forces de traction (a) dépassent les forces de frottement (b). On suppose la résistance au mouvement uniquement fonction de la forme du lit et du poids déjaugé de la particule :

$$(a) \text{ forces de traction : } W_t \approx \tau_0 D_s^2$$

$$(b) \text{ forces de frottement : } W_f \propto C_f (\rho_s - \rho) g \pi D^3 / 6$$

où  $\tau_0$  est la contrainte de cisaillement au fond et  $C_f$  le coefficient de frottement.

On peut ainsi déterminer la force tractrice de début d'entraînement qui est donnée par la relation :

$$\tau_c = Y_{cr} (\rho_s - \rho) D_s g \quad (1.36)$$

où  $Y_{cr}$  est la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle ou le paramètre de Shields critique.

On peut aussi définir la contrainte de cisaillement adimensionnelle dans le cas général :

$$Y = \frac{\tau}{D_s (\rho_s - \rho) g} \quad (1.37)$$

La valeur de  $Y_{cr}$  dépend beaucoup du critère de mise en mouvement choisi (départ d'un grain... mouvement généralisé) et de la taille de la particule. Elle dépend aussi des conditions hydrauliques laminaires ou turbulentes qui règnent autour de la particule et enfin du rapport  $D_s/\delta$  entre la taille de la particule et la sous-couche laminaire. A la place du rapport  $D_s/\delta$  on utilise souvent le nombre de Reynolds particulaire défini par rapport à la vitesse de cisaillement (car  $\delta = 11.6\nu/u_*$ ) ([Julien, 1998](#)) :

$$Re_* = \frac{u_* D_s}{\nu} \quad (1.38)$$

[Yalin and Karahan \(1979\)](#) ont fait une synthèse de données expérimentales portant sur la mise en mouvement de sédiments non-cohésifs en rivière et propose la figure 1.17.



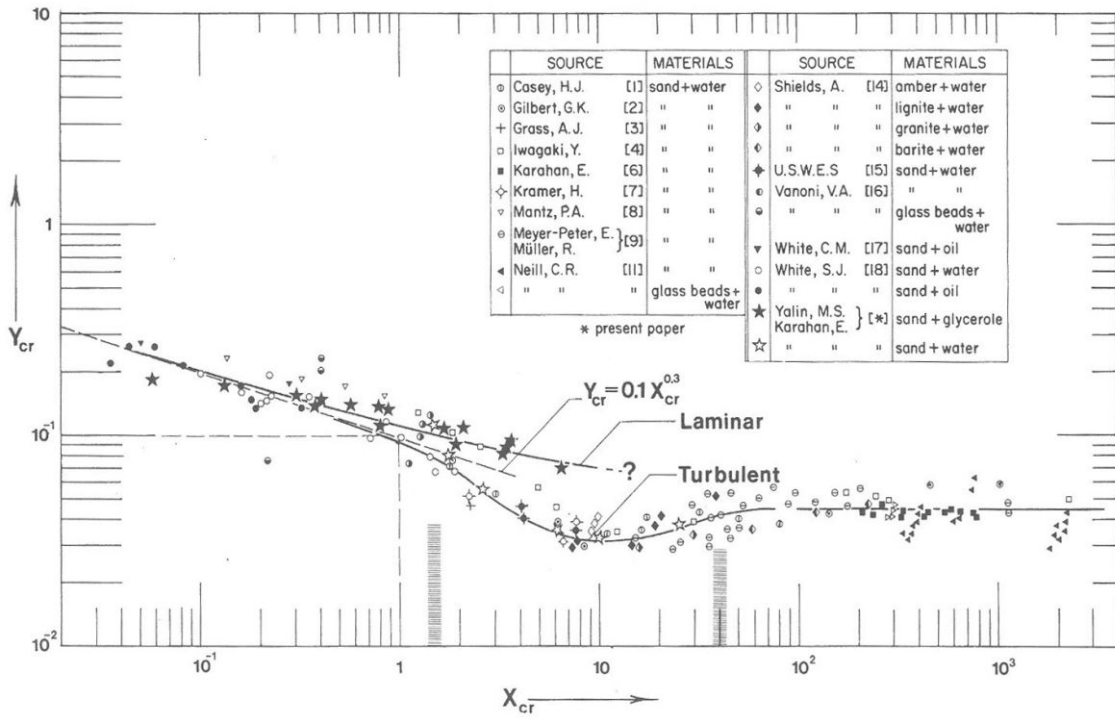


FIG. 1.17: Courbe de mise en mouvement de sédiments non cohésifs d'après [Yalin and Karahan \(1979\)](#)

En abscisse du graphe de la figure 1.17 on a le nombre de Reynolds particulière  $Re_*$  (désigné ici  $X_{cr}$ ) défini par rapport à la vitesse de cisaillement et en ordonnée le paramètre de Shields critique  $Y_{cr}$ . En régime turbulent la valeur de  $Y_{cr}$  est comprise entre 0.03 et 0.06 pour des valeurs de  $Re_*$  supérieures à 2. Les sédiments sont plutôt grossiers. Leur taille est supérieure à l'épaisseur de la sous-couche laminaire. On a une surface rugueuse. Pour des valeurs de  $Re_*$  plus faibles,  $Y_{cr}$  augmente considérablement jusqu'à atteindre environ 0.3 pour un  $Re_*$  de l'ordre de 0.01. Dans ce cas, l'épaisseur de la sous-couche laminaire est supérieure à la taille des sédiments et il s'agit d'une surface lisse. En régime laminaire, les valeurs de  $Y_{cr}$  sont légèrement supérieures aux valeurs correspondant au régime turbulent. Dans le tableau 1.1 [Julien \(1998\)](#) donne les ordres de grandeurs des contraintes de cisaillement critiques pour l'entraînement pour de nombreuses classes granulométriques en appliquant l'équation 1.36. L'auteur exprime aussi les valeurs des vitesses de cisaillement correspondant aux contraintes de cisaillement critiques pour l'entraînement en utilisant la relation 1.16. Il les appelle vitesses de cisaillement critiques pour l'entraînement  $u_{*c}$ . [Julien \(1998\)](#) donne enfin les valeurs des diamètres adimensionnels  $D_{s*}$  et des angles de



repos  $\phi$ . Le diamètre adimensionnel des particules est calculée avec la relation suivante :

$$D_{s*} = D_s \left[ \frac{\left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (1.39)$$

L'angle de repos  $\phi$  est l'angle critique formé par un tas de matériau sur une surface horizontale.

Au-delà de cet angle, les particules se mettent en mouvement sous l'action de la gravité.

Class name	$D_s$ (mm)	$D_{s*}$	$\phi$ (deg)	$Y_{cr}$	$\tau_c$ (Pa)	$u_{*c}$ (m s <sup>-1</sup> )
<i>Boulder</i>						
Gravel						
Very coarse	> 32	810	40	0.05	26	0.16
Coarse	> 16	404	38	0.047	12	0.11
Medium	> 8	202	36	0.044	5.7	0.074
Fine	> 4	101	35	0.042	2.71	0.052
Very Fine	> 2	50	33	0.039	1.26	0.036
<i>Sand</i>						
Very Coarse	> 1	25	32	0.029	0.47	0.0216
Coarse	> 0.5	12.5	31	0.033	0.27	0.0164
Medium	> 0.25	6.3	30	0.048	0.194	0.0139
Fine	> 0.125	3.2	30	0.072	0.145	0.0120
Very Fine	> 0.0625	1.6	30	0.109	0.110	0.0105
<i>Silt</i>						
Coarse	> 0.031	0.8	30	0.165	0.083	0.0091
Medium	> 0.016	0.4	30	0.25	0.065	0.0080

TAB. 1.1: Conditions de seuil de mise en mouvement des particules non cohésives à 20°C d'après [Julien \(1998\)](#)

[Govers \(1987\)](#) mène une étude expérimentale sur la mise en mouvement des sédiments par le ruissellement. Il compare ses résultats avec ceux de [Yalin and Karahan \(1979\)](#) sur la figure 1.18.

[Govers \(1987\)](#) remarque que les contraintes de cisaillement nécessaires à la mise en mouvement sont plus grandes en régime laminaire qu'en régime turbulent, ce qui corrobore les observations de [Yalin and Karahan \(1979\)](#). [Ferro \(1998\)](#) confirme ce point et propose une relation pour calculer le paramètre de Shields en régime laminaire :

$$Y_{cr} = \frac{0.1224}{Re_*^{0.1709}} \quad (1.40)$$

Ces différences entre régime laminaire et régime turbulent augmentent pour des grains plus grossiers. [Govers \(1987\)](#) explique qu'en régime laminaire, les fluctuations de vitesse sont quasiment absentes et donc la mise en mouvement a lieu quand la force moyenne exercée par le

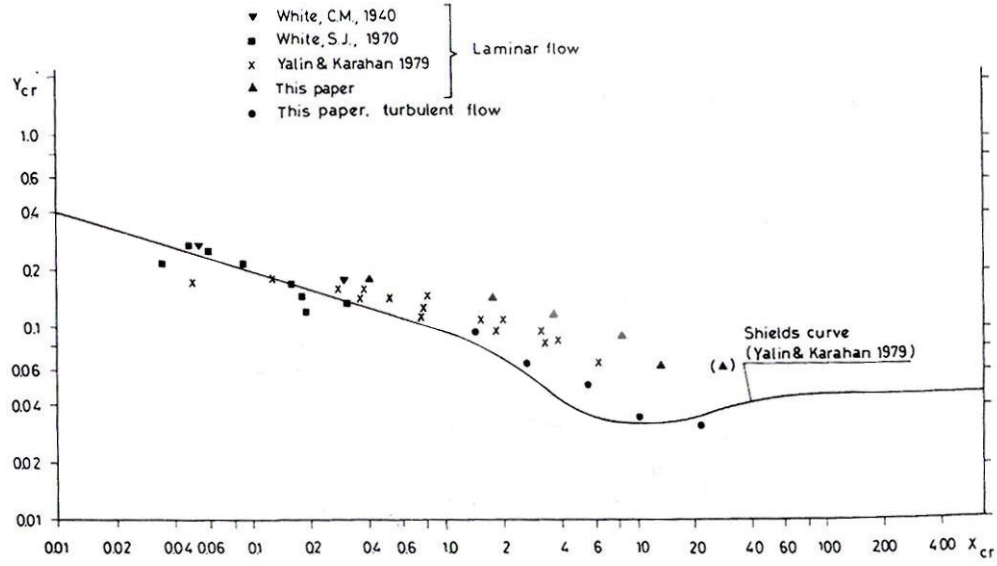


FIG. 1.18: Comparaison des données expérimentales de mise en mouvement obtenues pour le ruissellement avec la courbe de Shields, d'après [Govers \(1987\)](#)

fluide est suffisante pour dépasser la résistance du grain. En régime turbulent rugueux, c'est-à-dire quand l'épaisseur de la sous-couche laminaire est bien inférieure au diamètre des grains, la mise en mouvement des sédiments est liée aux pics locaux de vitesse. En régime turbulent lisse, les particules sont totalement intégrées dans la sous-couche laminaire. Il s'agit en général de particules fines. Dans ce cas la différence entre le régime laminaire et le régime turbulent est beaucoup moins marquée comme on peut le voir sur la figure 1.18.

[Govers \(1987\)](#) constate aussi une diminution de la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle avec l'augmentation du taux d'inondation  $\Delta = h/k$  et ceci même en régime turbulent. La rugosité de fond est approximativement égale au diamètre des particules transportées dans cette étude. Quand le taux d'inondation est faible ( $1 < \Delta < 6$ ) plusieurs études montrent que la contrainte critique de cisaillement adimensionnelle diminue quand  $\Delta$  augmente. [Govers \(1987\)](#) propose la relation suivante :

$$Y_{cr} = -0.012 \frac{h}{D_s} + 0.084 \quad (1.41)$$

[Ferro \(1998\)](#) présente une autre relation du même type :

$$Y_{cr} = 0.084 \frac{h}{D_s}^{-0.0136} \quad (1.42)$$

En conclusion [Govers \(1987\)](#) préconise l'utilisation de la courbe de [Yalin and Karahan \(1979\)](#) (figure 1.17) uniquement pour le régime turbulent. En régime laminaire, il propose une relation empirique. Les résultats mentionnés dans cette partie ont été obtenus pour des pentes faibles, le plus souvent en appliquant un débit et en augmentant la pente progressivement jusqu'à la mise en mouvement des particules. Cependant les pentes naturelles sur lesquelles se produit le ruissellement peuvent être considérablement plus fortes. Le paramètre de Shields diminue quand la pente augmente car la composante du poids perpendiculaire à la pente diminue.

#### 1.2.4.2 Cohésif

La cohésion des sols est une notion courante en mécanique des sols. On distingue les sols pulvérulents, non sujets à la cohésion et les sols cohérents. Pour les sols pulvérulents tels que les sables et les graviers, la résistance au cisaillement est due uniquement au frottement et s'exprime :

$$s = \sigma \tan \phi \quad (1.43)$$

où  $s$  est la résistance au cisaillement du sol,  $\sigma$  est la contrainte normale due au poids de la colonne de sol située au-dessus de l'élément considéré. Les sols cohérents, constitués d'une fraction significative d'argile, ont tendance à résister au cisaillement, même en l'absence d'une contrainte normale due au poids de la colonne de sol située au-dessus. Cette force résiduelle, spécifique aux sols cohérents, est appelée force de cohésion,  $C_{sol}$ . La loi de Coulomb permet de formuler la résistance au cisaillement des sols cohérents :

$$s = C_{sol} + \sigma \tan \phi \quad (1.44)$$

où  $s$ ,  $C_{sol}$  et  $\sigma$  sont de l'ordre du  $kPa$ .

[Rose \(2004\)](#) indique que la résistance au cisaillement et l'angle de repos peuvent varier de façon substantielle avec la teneur en eau du sol,  $\theta$ . Pour des sols cohérents,  $C_{sol}$  et  $\phi$  diminuent pour une teneur en eau croissante. Pour des sols pulvérulents, c'est un peu l'inverse qui se produit. Tant qu'on n'atteint pas la saturation du sol, une faible teneur en eau rend les sol légèrement cohésif. C'est ce qu'on observe sur la plage en faisant des châteaux de sable. On ne pourrait pas obtenir de telles formes avec du sable sec.

Comme la notion de cohésion des sols a émergé de la mécanique des sols, c'est aussi dans ce domaine qu'on a élaboré les premiers tests pour la mesurer. On a ensuite essayé d'appliquer ces tests pour caractériser la résistance des sols cohésifs à l'érosion. Plusieurs études ont rapporté des mesures de résistance de sol à la cohésion sur sols saturés. [Brunori et al. \(1989\)](#) comparent les mesures de résistance au cisaillement de sols saturés obtenues avec différents instruments couramment utilisés en mécanique des sols. Les auteurs testent un pénétromètre à embout conique de laboratoire (le modèle Geonor g-200), un 'vane tester' de laboratoire et un 'vane tester' de poche. Ces instruments diffèrent au niveau de leur forme (les 'vane testers' de laboratoire et de poche) et au niveau des bases physiques de leur fonctionnement ('vane tester' et pénétromètre à embout conique). Les auteurs concluent que le 'vane tester' de poche est l'appareil le plus approprié pour ce type de mesure. Il est facile d'utilisation et plus robuste que les autres instruments. [Nearing et al. \(1991\)](#) insistent sur la difficulté de mesurer la résistance au cisaillement des sols saturés ou quasi-saturés tandis que ces conditions jouent un rôle de premier plan dans l'étude des processus d'érosion et de formation de croûte de surface. La plupart des tests existants ne sont pas applicables à des échantillons de sols saturés et non consolidés. [Nearing et al. \(1991\)](#) mesurent la résistance au cisaillement de 33 sols issus de la base de données WEPP ([Elliot et al., 1989](#)) à l'aide d'un test plus adapté aux sols saturés. [Nearing et al. \(1991\)](#) se servent des nombreuses données physico-chimiques relatives aux sols testés disponibles dans la base de données WEPP pour analyser statistiquement les résultats et mettre en évidence les facteurs qui influencent le plus la résistance au cisaillement. La fraction d'argile et les propriétés de surface ont un impact déterminant sur la résistance au cisaillement. Les propriétés chimiques du sol ont aussi un rôle important. Pour les sols constitués d'agrégats grossiers (2-4 mm), la fraction de sables grossiers et la stabilité structurale sont des facteurs assez significatifs. Enfin la fraction de limon et la conductivité hydraulique ont un effet sur la résistance au cisaillement. [Misra and Rose \(1995\)](#) s'intéressent à la relation entre la compaction et la résistance au cisaillement. Ils mesurent la résistance au cisaillement à l'aide d'un 'vane tester' manuel (le modèle Pilcon, English Drilling Equipment Co., Huddersfield, Angleterre) et d'un pénétromètre de poche (Geotester, Italie) et la masse volumique sèche du sol. Les auteurs examinent le lien qui pourrait exister entre la résistance au cisaillement et les taux de mise en mouvement de particules par la pluie et le ruissellement. Ils remarquent que les concentrations en sédiments sont 3 à 5 fois supérieures pour le sol lâche que pour le sol plus compact. L'objectif commun à ces études est d'essayer de corréler les taux d'érosion mesurés avec les mesures de résistance au cisaillement effectuées avec

les tests de mécanique des sols. [Zhang et al. \(2003\)](#) citent les facteurs susceptibles d'influencer le taux d'arrachement de sédiments par l'écoulement. En plus des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement on trouve les propriétés du sol tels que le type de sol, la densité sèche, la texture, la cohésion, la fraction de matière organique, la teneur en eau, l'infiltration, l'exfiltration... Les auteurs considèrent le cas des sols naturels, non remaniés car ils supposent que de tels échantillons doivent donner lieu à des taux d'arrachement inférieurs à ceux des sols remaniés. Ils obtiennent en effet des taux d'arrachement de 1 à 23 fois inférieurs à ceux mesurés dans une étude analogue avec des échantillons remaniés ([Zhang et al., 2002](#)). Les auteurs concluent donc qu'il vaut mieux utiliser des échantillons de sols non remaniés pour simuler le processus de mise en mouvement et évaluer l'influence des paramètres hydrauliques sur les taux d'arrachement si on souhaite obtenir des ordres de grandeurs réalistes des processus étudiés.

Face à la notion de résistance au cisaillement mesurée à l'aide des tests issus de la mécanique des sols, on a l'habitude d'opposer, dans les études portant sur l'érosion par le ruissellement, la notion de contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sédiments de sol cohésif  $\tau_{sol}$ . Cette autre grandeur est définie hydrauliquement. Elle a plusieurs interprétations possibles suivant les études. [Leonard and Richard \(2004\)](#) rappellent que dans certaines études cette limite correspond au début d'arrachement. Elle est souvent mesurée en augmentant progressivement la pente tout en conservant un débit constant et en observant le comportement des particules à la surface du sol. Dans d'autres études, il s'agit du début de la formation des rigoles. La mesure de la contrainte critique est alors plus difficile. Dans tous les cas, cette variable est estimée à l'aide de l'équation 1.8. Elle est de l'ordre du  $Pa$ . Un facteur d'ordre 1000 sépare donc la résistance au cisaillement mesurée par les tests de la mécanique des sols et la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sédiments de sol cohésif mesurée hydrauliquement. Il s'agit de deux grandeurs qui ne correspondent pas à la même quantité physique selon [Leonard and Richard \(2004\)](#) bien que toutes les deux expriment la résistance du sol au cisaillement. Certaines explications sont évoquées. Les mesures de résistance au cisaillement avec le 'vane tester' fournissent une caractéristique d'ensemble du sol. Cette grandeur n'est pas représentative de l'effort que l'écoulement doit exercer pour arracher les particules ou agrégats présents à la surface du sol, lesquels sont faiblement attachés à la matrice de sol et exposés à l'écoulement. [Nearing and Parker \(1994\)](#) invoquent les fluctuations turbulentes de la contrainte de cisaillement de l'écoulement comme cause d'arrachement des particules. [Foster et al. \(1984\)](#) mesurent les variations de la contrainte de cisaillement associées à la turbulence et estiment que le coefficient

de variation de la valeur moyenne est de l'ordre de 0.4. La turbulence est certainement un facteur qui participe de façon active à l'arrachement des particules mais ne permet pas d'élucider l'écart d'un ordre de grandeur de 1000 qui sépare la résistance au cisaillement mesurée par les tests de la mécanique des sols et la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sédiments de sol cohésif mesurée hydrauliquement. *Misra and Rose (1995)* reconnaissent que la mesure de résistance au cisaillement devrait être faite à une échelle plus proche de la taille des agrégats pour pouvoir être reliée de façon plus réaliste à la notion de contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement. *Piedra-Cueva (1996)* mentionne que le 'vane tester' ou le pénétromètre mesurent la résistance au cisaillement d'ensemble du sol alors que c'est la résistance au cisaillement inter ou intra-agrégats qui a un sens pour l'érosion. Selon *Leonard and Richard (2004)* cette résistance au cisaillement à l'échelle des agrégats dépend de plusieurs facteurs tels que (1) la chimie des minéraux et des colloïdes organiques qui déterminent la cohésion du sol ; (2) la taille, la forme et l'arrangement spatial des particules et agrégats, qui conditionnent l'angle de repos et la résistance due au frottement ; (3) la présence d'un réseau de racines et de 'hyphae' qui aident à constituer de gros agrégats. Les outils de modélisation demandent de renseigner le paramètre de contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement. Dans de nombreux cas ce paramètre a été calé avec des données expérimentales. Cependant cette approche n'est pas généralisable et ne permet pas de faire des estimations fiables des *scenari* du future. Il est indispensable de trouver des relations robustes entre la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement et certaines propriétés mesurables du sol. *Leonard and Richard (2004)* ont examiné la relation statistique entre la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement et la résistance au cisaillement d'ensemble du sol mesurée avec le 'vane tester' ou le pénétromètre. Ils ont rassemblé un grand nombre de données issues de la littérature. Ils ont sélectionné une dizaine d'études qui comportent à la fois des mesures de résistance au cisaillement et des mesures de contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement. Ils ont remarqué une grande dispersion dans les données comme on peut le voir sur la figure 1.19.

En classant les sols par classe de rugosité et en conservant uniquement les sols les moins rugueux *Leonard and Richard (2004)* ont obtenu une relation statistique satisfaisante entre la résistance au cisaillement du sol et la contrainte de cisaillement de grain critique pour l'arrachement. Cette relation est linéaire et prend la forme :

$$\tau_{sol} = 2.6E^{-4}s \quad (1.45)$$

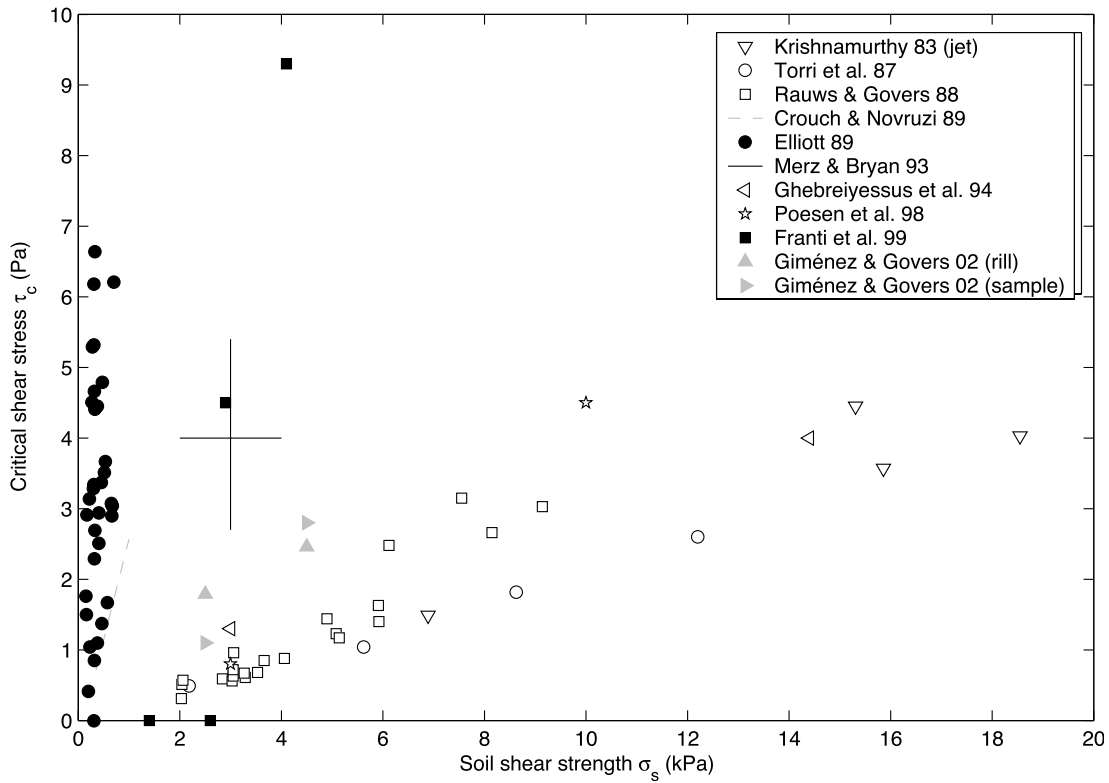


FIG. 1.19: Relation entre la résistance au cisaillement du sol et la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement d'après [Leonard and Richard \(2004\)](#).

Les données de résistance au cisaillement sont limitées à la gamme 0 – 20 kPa

où  $\tau_{sol}$  est ici la contrainte de cisaillement de grain critique pour l'arrachement

Dans le cas général la contrainte de cisaillement est calculée comme la résultante d'une contrainte de cisaillement de grain liée à un coefficient de frottement de grain et une contrainte de cisaillement de forme liée à un coefficient de frottement de forme. Les coefficients de frottements sont additifs comme il a été présenté au [paragraphe 1.2.3.3](#). Il en va de même pour les composantes de cisaillement critique si on se réfère à la relation 1.8. Les auteurs concluent que leur relation n'est valable que pour les sols les moins rugueux pour lesquels il n'y a pas de rugosité de forme et la contrainte de cisaillement totale égale la contrainte de cisaillement de grain. Cette approche est intéressante mais de portée limitée pour la modélisation. En effet la plupart des modèles d'érosion développés à ce jour permettent seulement l'estimation de la contrainte de cisaillement totale. L'évaluation de la contrainte de cisaillement de grain nécessite l'application de méthodes empiriques peu testées. Le problème de la détermination de la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement à partir de paramètres mesurables in situ n'est donc pas clos.

Une alternative consiste peut-être à appréhender la mesure de la résistance au cisaillement à l'échelle des agrégats pour obtenir une grandeur directement comparable à la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement. Cette approche a déjà été adoptée en hydraulique de rivière. [Piedra-Cueva \(1996\)](#) a mesuré la résistance au cisaillement d'une boue cohésive de façon indirecte. Il a utilisé un canal fermé en forme d'ovale avec deux parties rectilignes impliquant la recirculation de l'écoulement. Une pompe générait le courant dans le canal. Les sédiments cohésifs étaient déposés sur le fond d'une des parties rectilignes du canal. La pompe était située à l'opposé du canal. Le principe de la mesure résidait dans l'application d'un créneau de vitesse. La concentration en sédiment dans l'écoulement augmentait jusqu'à atteindre une valeur limite et un régime uniforme. Dans ces conditions le lit de sédiment n'était plus érodé davantage car la résistance au cisaillement au niveau de l'interface fluide-solide était égale à la contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond. Il était donc possible de déterminer indirectement la valeur de la résistance au cisaillement par la mesure de la contrainte de cisaillement au niveau du fond. Cette approche repose sur l'augmentation de la densité sèche des sédiments avec la profondeur et la relation positive entre augmentation de densité et variation de résistance au cisaillement. L'épaisseur de sédiments érodés était déduite de la mesure de concentration de l'écoulement par des turbidimètres. Un profil de densité sèche du lit de sédiments était mesuré avant l'expérience. La contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond était mesurée avec un ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) à partir de la relation suivante :

$$\tau_0 = \langle -v'w' \rangle \rho \quad (1.46)$$

où  $v'$  et  $w'$  sont les fluctuations turbulentes des composantes de vitesse longitudinale et verticale de l'écoulement. Le terme  $\langle -v'w' \rangle$  est appelé contrainte de Reynolds.

On pourrait s'inspirer de cette approche pour déterminer la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement dans le cas du ruissellement. On pourrait travailler avec un canal rectiligne à circuit ouvert. Le canal présenterait un tronçon enfoncé permettant de placer l'échantillon de sol pour que la surface de ce dernier arrive au niveau de la surface du reste du canal. On collerait des particules de sol à la surface du canal pour ne pas perturber l'écoulement au passage de l'échantillon. D'après les recommandations de [Zhang et al. \(2003\)](#) on opérerait plutôt pour des échantillons de sol non remaniés. La surface de l'échantillon serait aplanie avant l'expérience pour éviter d'appliquer une rugosité de forme et assurer la continuité de rugosité avec le reste



du canal. Il serait important d'injecter de l'eau claire et donc de travailler en circuit ouvert. [Piedra-Cueva \(1996\)](#) travaillait en circuit fermé et mesurait les variations de concentrations dans l'écoulement pour connaître l'épaisseur de sol érodé. Les concentrations mesurées étaient de l'ordre du  $g/L$  pour des écoulements de 30 cm d'épaisseur environ. Il n'y avait donc pas de risque que la concentration en sédiments affecte le processus d'arrachement de particules. Dans le cas du ruissellement les lames d'eau sont beaucoup plus fines. Si on travaille en circuit fermé, on a le risque que la concentration maximale atteinte résulte d'une limitation par le transport et non par l'arrachement. Lorsque la concentration en sédiments est limitée par le transport, il est probable que la surface du sol soit recouverte d'une couche de dépôt qui limite l'arrachement ([Misra and Rose, 1995](#)). Pour ne pas être gêné par ce phénomène, il est préférable de travailler en circuit ouvert et d'injecter de l'eau claire. On pourrait envisager de mesurer les vitesses, hauteurs d'eau et contraintes de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond avec l'ADV ainsi qu'avec les techniques traditionnelles. L'ADV a déjà été utilisé par [Gimenez et al. \(2004\)](#) pour mesurer les profils de vitesse dans des rigoles. L'un des objectifs serait de comparer la valeur de contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond déterminée à l'aide de l'ADV et de la relation 1.46 avec celle obtenue en utilisant la relation 1.8. On pourrait aussi mesurer les profils de densité sèche des échantillons de sol par *tomographie aux rayons X* selon la méthode décrite par [Augéard \(2006\)](#). On pourrait ainsi examiner la relation entre densité du sol et résistance au cisaillement.

## 1.3 Le transport de sédiment à l'échelle de la parcelle

### 1.3.1 Les modes de transport

[Moss et al. \(1979\)](#) sont parmi les premiers à avoir observé les types de transport de sédiments associés à la pluie et au ruissellement. Ils ont effectués des simulations de pluie en laboratoire dans un canal inclinable de 0.61 m de large et 3 m de long rempli de sable avec  $D_{50} = 240 \mu m$ . Le matériau en place comportait une fraction faible de fines et quelques graviers. [Moss et al. \(1980\)](#) ont aussi étudié le transport de sédiments par l'écoulement sans pluie dans un canal inclinable de plus grande taille (9.14 m de long par 0.91 m de large) dans lequel ils ont injecté des débits liquides sans sédiment. Le matériau présent dans le canal était du sable avec  $D_{50} = 430 \mu m$ . Ces deux dispositifs expérimentaux ont permis aux auteurs de tester une grande gamme de pentes et de débits et d'avoir une vue d'ensemble des processus de transport de sédiments sur sols non-

cohésifs. Ils ont notamment dégagé trois moyens de transport de particules : l'impact des gouttes de pluie (ST : Splash Transport), le ruissellement (FT : Flow Transport) et la combinaison des deux agents précédents (RFT : Rain-Flow Transportation). Pour les deux derniers moyens de transport, deux modes de transport principaux existent : la suspension et le charriage. [Moss et al. \(1979, 1980\)](#) étudient des écoulements sur des pentes variant entre 0 et 16.5°. Les écoulements sont caractérisés par de faibles lames d'eau et sont presque tous supercritiques sauf pour des pentes inférieures à 0.007 en présence de pluie uniquement. Les trois moyens de transport envisagés ne sont pas dominants aux mêmes endroits. [Moss et al. \(1979\)](#) remarque que le taux de transport de particules dû à l'impact des gouttes de pluie est toujours environ un ordre de grandeur inférieur à celui du 'rain-flow transportation' (RFT) pour la même intensité de pluie et la même taille des gouttes de pluie sur des pentes faibles. Sur les fortes pentes les auteurs mentionnent que le taux de transport dû à l'écoulement seul est largement supérieur aux taux des deux autres mécanismes de transport.

Le transport dû à l'impact des gouttes de pluie a été abordé au paragraphe 1.1. [Moss et al. \(1979\)](#) observent que cet agent de transport est important sur les 80 *cm* situés les plus à l'amont du canal où les lames d'eau sont inférieures à 1 *mm* puis il devient inexistant à l'aval et c'est le RFT qui prend le relais. L'impact des gouttes de pluie est amorti par la lame d'eau à mesure que celle-ci s'épaissit. L'impact des gouttes de pluie favorise la persistance des écoulements diffus sur des faibles pentes et retarde la formation de rigoles.

L'agent de transport RFT résulte de l'interaction de l'impact des gouttes de pluie qui frappent la surface du sol et d'un écoulement de faible épaisseur. Les lames d'eau mesurées par [Moss et al. \(1979\)](#) sont comprises entre 1 et 10 *mm*. Les particules arrachées à la surface du sol se déplacent selon différents modes de transport : la suspension, la saltation ou le charriage. Le RFT peut se produire dans des conditions d'écoulement supercritique et subcritique et sur pentes faibles, même inférieures à 0.001. [Moss et al. \(1979\)](#) ont observé le déplacement de particules de quartz allant jusqu'à 3 *mm* de diamètre sur tout type de pente. De telles particules ne seraient pas transportées par l'action de l'écoulement seul sur de très faibles pentes. Le RFT a donc une compétence supérieure à celle de l'écoulement, en particulier sur de faibles pentes. Les sources d'énergie de ce moyen de transport sont doubles. Il s'agit d'une part de l'énergie cinétique des gouttes de pluie qui est indépendante de la pente du sol. D'autre part l'écoulement possède une

énergie potentielle, proportionnelle à la différence d'altitude par rapport au niveau de la mer par exemple. L'énergie devient disponible pour le transport quand l'eau s'écoule vers l'aval.

Le transport par l'écoulement seul n'est pas influencé par l'impact des gouttes de pluie car les lames d'eau sont épaisses par rapport à la taille des gouttes de pluie. C'est l'agent de transport que l'on retrouve dans les rivières. Il est très sensible à la pente. *Moss et al. (1979)* indiquent qu'il est insignifiant sur des pentes de moins de 1° et substantiel sur des pentes de 10 à 15°. Par conséquent, même si le RFT est efficace sur tout type de pente, il sera largement dominé par le transport par l'écoulement seul sur les pentes fortes. Le transport par l'écoulement implique aussi différents modes de transport tels que la suspension, la saltation et le charriage. *Moss et al. (1979)* estiment que cette distinction restent valable même pour des lames d'eau très fines, de l'ordre du millimètre. Le transport par l'écoulement se produit généralement dans des réseaux de rigoles ou petits chenaux. A faible pente, l'écoulement est distribué et uniforme. L'occurrence des rigoles est liée à la pente. Plus la pente est forte, plus les rigoles se forment rapidement et remontent vers l'amont de la parcelle. Les rigoles se propagent de proche en proche par écroulements successifs des berges. Il s'agit d'un exemple d'érosion régressive. *Moss et al. (1980)* détaillent le transport des particules les plus grossières. Pour des faibles débits, les particules se déplacent individuellement. Pour le cas des forts débits et fortes pentes, les sédiments se déplacent sous la forme d'une couche rhéologique où les collisions sont permanentes.

Selon *Moss et al. (1979)* RFT est probablement le moyen de transport le plus représenté sur les versants lors des événements pluvieux. Il peut générer des pertes en sol, même sur de faibles pentes, en particulier sur des terrains agricoles fraîchement labourés. Cependant cet agent de transport ne peut être responsable de la formation des rigoles. L'exportation de particules de la taille des sables par RFT est réduite. La majorité des sédiments transportés par RFT sont certainement de la taille des argiles ou des limons fins en provenance de la couche lâche et superficielle du sol et se déplacent en suspension dans l'écoulement. Dans quelques cas extrêmes où les débits ruisselés sont très importants, les écoulements se concentrent dans un réseau de rigoles et sont capables de transporter tout type de sédiment, sans même l'aide de l'impact des gouttes de pluie.

*Kinnell (1990, 2005)* s'est intéressé aux moyens de transport des particules associés au ruissellement et à la pluie et a proposé une conceptualisation en s'appuyant sur les travaux de *Moss et al. (1979, 1980)*. Il distingue quatre cas impliquant des processus de mise en mouvement de

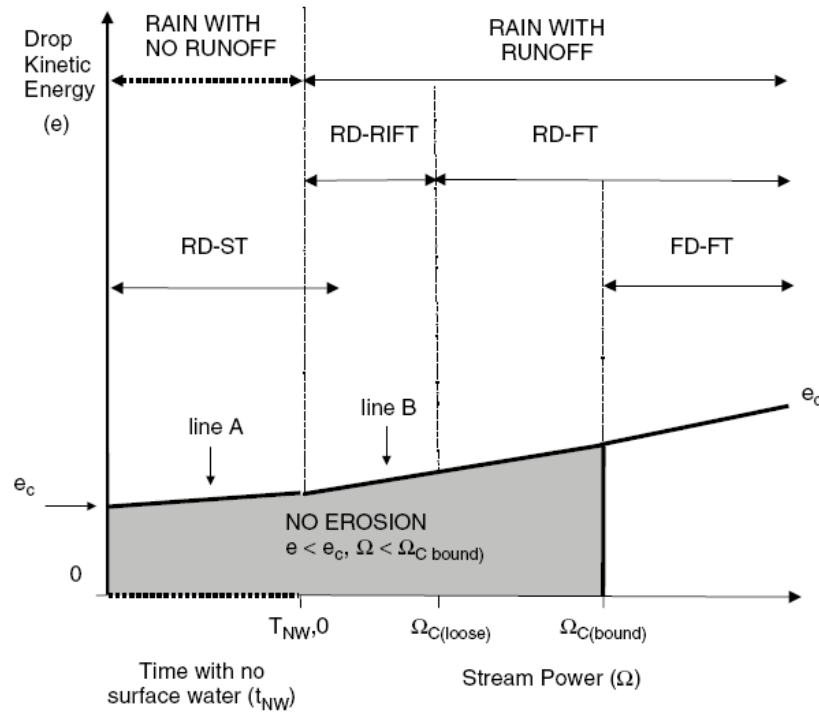


FIG. 1.20: Processus d'arrachement et de transport en fonction des variations d'énergie due à la pluie et l'écoulement d'après [Kinnell \(2005\)](#).  $e_c$  : énergie cinétique critique des gouttes de pluie provoquant le détachement des particules de sol.  $\Omega_c$  : puissance de l'écoulement critique pour entraîner des particules de sol non-cohésives.  $\Omega_{sol}$  : puissance de l'écoulement critique pour arracher des particules imbriquées dans la matrice de sol (tenues par des forces de cohésion et de frottement).

particules et des moyens de transport : (1) le détachement et le transport par l'impact des gouttes de pluie (RD-ST : rainfall detachment (RD) and splash transport (ST)), (2) le détachement par les gouttes de pluie et le transport par l'écoulement agité par les gouttes de pluie (RD-RIFT : rainfall detachment (RD) and rainfall-induced flow transport (RIFT)), (3) le détachement par l'impact des gouttes de pluie et le transport par l'écoulement (RD-FT : rainfall detachment (RD) and flow transport (FT)), (4) l'arrachement par l'écoulement et le transport par l'écoulement (FD-FT : flow detachment (FD) and flow transport (FT)). Ces quatre situations sont illustrées par la figure 1.20.

#### – RD-ST

Ces mécanismes ont été abordés au paragraphe 1.1. Ils se produisent en l'absence de ruissellement ou quand il y a une nappe d'eau en surface mais qui ne s'écoule pas. Ils sont peu efficaces en terme d'exportation de particules. Si le sol n'a pas de pente, les quantités de sédiments projetées entre deux zones voisines se compensent. Si le sol est incliné, les particules projetées vers l'aval parcourent une plus grande distance que celles projetées à l'amont, gé-

néant ainsi un apport net de particules vers l'aval. [Kinnell \(2005\)](#) souligne que l'érosion est limitée par le transport, plutôt que le détachement de particules. Ces mécanismes transfèrent des particules depuis des zones sans écoulement vers des zones d'écoulement en nappe où elles vont être reprises par RIFT.

– *RD-RIFT*

L'écoulement existe mais n'a pas l'énergie suffisante pour entraîner les particules non-cohésives de la surface du sol préalablement détachées et éjectées par l'impact des gouttes de pluie. Les gouttes de pluie traversent la lame d'eau, arrachent des particules de la surface du sol et les projettent dans l'air ou dans la lame d'eau. Lors de leur chute à travers la lame d'eau, ces particules sont déplacées vers l'aval à la vitesse de l'écoulement. La succession des impacts de goutte de pluie génère un mouvement de masse. Les particules évoluent par à coups successifs. Ce moyen de transport est très proche du RFT proposé par [Moss et al. \(1979\)](#). Il joue un rôle important dans le déplacement des particules depuis les zones d'écoulement en nappe vers les zones d'écoulement concentré. Il est plus efficace que le transport par l'impact des gouttes de pluie mais il est limité par le nombre d'impacts de goutte de pluie nécessaire pour déplacer les particules. Partant d'observations similaires, [Parsons et al. \(1998\)](#) ont introduit la notion de distance moyenne de transport. Les auteurs indiquent que le mode de transport principal des particules est le charriage. Ils définissent le débit massique de sédiments comme le produit de la masse de sédiments transportés par leur distance moyenne de transport. Ils proposent une relation empirique pour ce débit massique fonction de l'énergie des gouttes de pluie et de l'énergie de l'écoulement. [Kinnell \(2001\)](#) a mesuré des distances moyennes de déplacement dans des écoulements agité par les gouttes de pluie. Les distances moyennes de transport varient avec la vitesse de chute des particules et leur densité. Les particules ont une vitesse d'ensemble inférieure à celle de l'écoulement car elles avancent puis s'arrêtent avant d'être mises en mouvement par le prochain impact de goutte de pluie. [Kinnell \(2005\)](#) a observé que des particules grossières de la taille des sables sont transportées par RIFT. Les particules grossières ont tendance à rouler tandis que les particules fines voyagent en suspension. [Kinnell \(2006\)](#) montre que ce moyen de transport est moins efficace pour transporter les particules grossières que les fines. Il s'accompagne de la formation d'une couche de sédiments lâches à la surface du sol constituées essentiellement de particules grossières qui protège la matrice de sol sous-

jascente du détachement par l'impact des gouttes de pluie. Les particules fines détachées en début d'évènement pluvieux sont exportées facilement expliquant ainsi une forte concentration initiale en fines. Ensuite le pavage créé par les particules plus grossières génère une diminution de la concentration en sédiments fins et un accroissement de la concentration en éléments grossiers. Les particules fines éjectées par l'impact des gouttes de pluie sont déplacées par l'écoulement sur une plus grande distance que les particules grossières comme elles chutent plus lentement à travers la lame d'eau. [Kinnell \(2006\)](#) remarque que les particules grossières exportées par RIFT proviennent de la zone située directement avant la sortie de la parcelle tandis que les particules fines proviennent des zones situées à l'amont de la parcelle. Cela nous permet d'introduire le prochain moyen de transport (FT). Dans le cas des écoulements en nappe, les particules plus grossières sont souvent transportées par RIFT et les plus fines par FT. La diversité de granulométrie et de densité des particules du sol explique que plusieurs moyens de transport peuvent coexister.

– *RD-FT*

L'écoulement a l'énergie suffisante pour entraîner des particules non-cohésives. Comme indiqué sur la figure 1.20 ce transport implique une puissance de l'écoulement supérieure à  $\Omega_c$  qui est la puissance de l'écoulement critique pour entraîner des particules de sol non-cohésives. La puissance de l'écoulement  $\Omega$  est définie comme suit :

$$\Omega = \bar{V}\tau \quad (1.47)$$

[Kinnell \(2005\)](#) utilise la puissance de l'écoulement comme variable critique pour distinguer les moyens de transport mais il remarque que l'on peut utiliser indifféremment la contrainte de cisaillement de l'écoulement comme on l'a fait au paragraphe 1.2.4.1. Dans le cas du RD-FT, l'écoulement n'a pas l'énergie suffisante pour arracher des particules de sol imbriquées dans la matrice cohésive. Le détachement de particules se fait donc par l'action de l'impact des gouttes de pluie. Une fois mises en mouvement, les particules sont transportées par l'écoulement sans l'aide de l'impact des gouttes de pluie. En général ce moyen de transport, plus efficace que RIFT, permet de déplacer des particules fines pendant que les particules plus grossières sont transportées par RIFT. En revanche, dans le cas des écoulements concentrés, les particules de toutes les tailles sont transportées par FT. Le tableau

1.1 donne les valeurs des contraintes de cisaillement critique pour l'entraînement de particules non-cohésives par l'écoulement en fonction de la granulométrie. On rappelle qu'une particule grossière peut être transportées par RIFT alors qu'elle n'est pas transportable par FT car la contrainte de cisaillement de l'écoulement est inférieure à la valeur de  $\tau_c$  correspondante. RIFT a une compétence supérieure à FT. Tout type de particule inférieure à quelques *mm* peut être transportées par RIFT quelque soit la valeur de la contrainte de cisaillement de l'écoulement. On montre bien ici la diversité des conditions de transport, notamment l'occurrence simultanée de plusieurs moyens de transport. Quand RD-FT se produit en conjonction avec RD-RIFT, [Kinnell \(2006\)](#) montre, à travers des simulations numériques, que le détachement de fines particules est contrôlée par l'action protectrice de la couche de particules transportées par RIFT.

– *FD-FT*

La puissance de l'écoulement est supérieure à  $\Omega_{sol}$ , la puissance de l'écoulement critique pour arracher des particules imbriquées dans la matrice de sol (tenues par des forces de cohésion et de frottement). De la même façon la contrainte de cisaillement de l'écoulement est supérieure à  $\tau_{sol}$ . Dans ce cas, tout type de particule est transporté par l'écoulement. Il s'agit du même agent de transport que pour RD-FT, à savoir l'écoulement seul, mais la source d'arrachement de particules est différente. Il s'agit cette fois presque exclusivement du ruissellement. Le transport peut prendre alternativement la forme de la suspension, saltation ou charriage. L'effet de l'impact des gouttes de pluie sur le transport est négligeable. On est dans des conditions proches de celles du transport dans les rivières.

Cette description des moyens de transport proposée par [Kinnell \(2005\)](#) complète la description faite par [Moss et al. \(1979, 1980\)](#). Elle est assez exhaustive et devient même vite complexe si l'on envisage la totalité de la gamme de taille et de densité des particules qui constituent un sol. On a pu voir que pour des conditions hydrauliques données, les moyens et les modes de déplacement des particules dépendent de leur taille et de leur densité. Pour un écoulement en nappe de faible épaisseur RIFT peut charrier des particules grossières pendant que FT transporte des particules fines en suspension. Pour un écoulement en nappe plus épais et plus rapide, FT peut transporter des particules fines en suspension et des particules grossières par charriage. Pour un écoulement très concentrée, les particules de toute taille peuvent être transportées en suspension par FT. Pour faire la part des choses entre les modes de transport on peut s'inspirer de ce qui existe en

hydraulique de rivière et en sédimentologie. On utilise un nombre adimensionnel, appelé nombre de Rouse :

$$Rouse = \frac{u_*}{V_s} \quad (1.48)$$

avec  $V_s$  la vitesse de chute des sédiments.

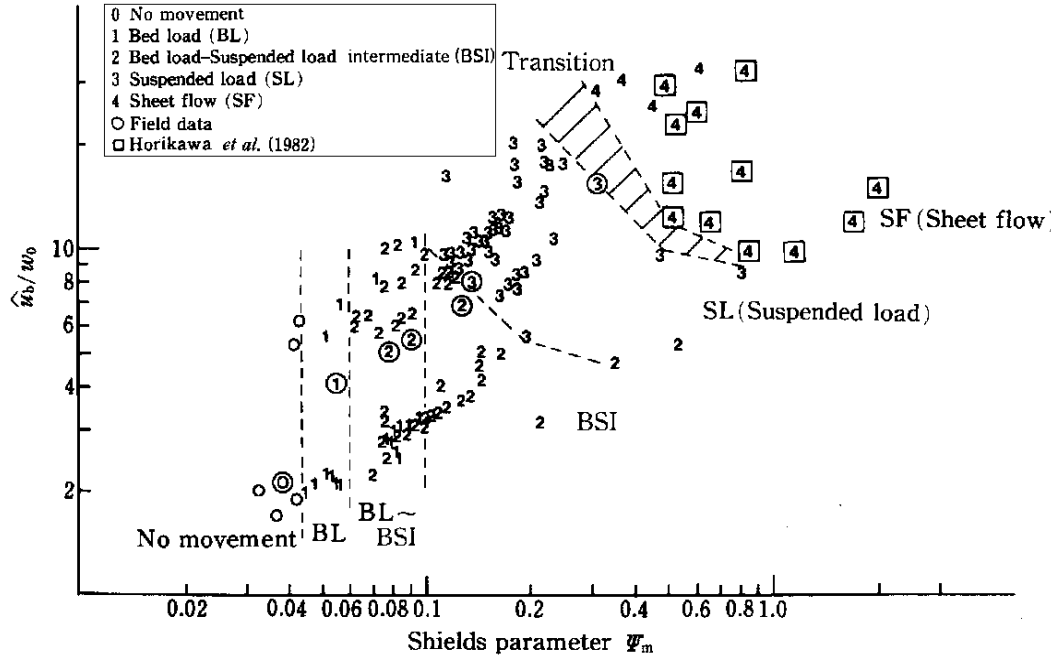


FIG. 1.21: Classification des modes de transport en fonction du paramètre de Shields et du nombre de Rouse d'après [Camenen \(2002\)](#).

La figure 1.21 met en évidence plusieurs modes de transport parmi un grand nombre de données observées en utilisant le paramètre de Shields et le nombre de Rouse. Comme on l'a vu au paragraphe 1.2.4.1, le paramètre de Shields  $Y_{cr}$  dépend de la taille des particules et de la vitesse de cisaillement  $u_*$ . Ce type d'analyse accompagné par des observations expérimentales peut aider à distinguer les modes de transport.

[Van Rijn \(1984a\)](#) prévoit la suspension quand le nombre de Rouse est supérieur à un.

[Julien \(1998\)](#) propose la répartition suivante des modes de transport en fonction du nombre de Rouse :

1. suspension si  $Rouse > 2.5$
2. transport mixte si  $0.4 < Rouse < 2.5$
3. charriage si  $0.2 < Rouse < 0.4$
4. pas de mouvement si  $Rouse < 0.2$



*Merten et al.* (2001) ont appliqué les limites suivantes :

1. suspension si  $Rouse > 5/3$
2. saltation si  $1/2 < Rouse < 5/3$
3. charriage si  $Rouse < 1/2$

On constate donc que les limites proposées par *Van Rijn* (1984a); *Julien* (1998); *Merten et al.* (2001) sont assez proches. Le fait que *Julien* (1998) n'envisage pas de mouvement pour  $Rouse < 0.2$  n'est probablement pas valable pour le ruissellement car on a vu qu'il pouvait y avoir du transport par RIFT même en-dessous de la contrainte critique pour l'entraînement de particules non-cohésives.

### 1.3.2 La sédimentation

#### 1.3.2.1 concentration en particules

La définition de concentration en particules nécessite une certaine clarification. Les unités de mesure de la concentration varient en fonction de la gamme de concentrations étudiée. En rivière, on utilise fréquemment la concentration massique  $C$  qui décrit le rapport de la masse de sédiments par le volume de la mixture eau-sédiments. Elle est exprimée en  $mg L^{-1}$ . Pour le ruissellement à l'échelle de la parcelle et du versant, on utilise aussi la concentration massique  $C$  mais on l'exprime en  $g L^{-1}$  car les concentrations sont facilement deux à trois ordres de grandeur plus grandes. Les valeurs élevées de concentrations à l'échelle de la parcelle s'explique par la proximité des sources de sédiments et les faibles volumes d'eau mis en jeu. Les autres unités de mesure que l'on rencontre souvent sont (*Julien*, 1998) :

- la concentration volumique  $c$  :  $c = \frac{\text{volume de sédiment}}{\text{volume total}}$
- la concentration en poids  $C_w$  :  $c_w = \frac{\text{poids de sédiment}}{\text{poids total}} = \frac{cG}{1+(G-1)c}$  où  $G = \frac{\rho_s}{\rho}$
- la concentration en partie par million  $C_{ppm}$  :  $C_{ppm} = 10^6 C_w$

La concentration en  $mg L^{-1}$  correspondant à cette dernière est calculée par la formule suivante :

$C_{g/L} = \frac{GC_{ppm}}{G+(1-G)10^{-3}C_{ppm}}$  Au laboratoire, la concentration  $C_{g/L}$  est calculée comme le rapport de la masse sèche de sédiment en  $g$  par le volume d'eau-sédiments en  $L$ . On utilise en général la méthode d'évaporation pour les gammes de concentrations mesurées dans le ruissellement.

La présence de sédiments dans l'écoulement implique des changements sur les propriétés physiques de ce dernier tels que la masse volumique, la viscosité et la contrainte de cisaillement au

niveau du fond. Pour exprimer les effets de la présence des sédiments sur ces propriétés physiques on utilise la porosité de la mixture eau-sédiments :

$$p_0 = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total}} = 1 - c \quad (1.49)$$

La masse volumique de la mixture eau-sédiments se calcule alors avec la formule suivante :

$$\rho_m = \rho_s(1 - p_0) + \rho p_0 \quad (1.50)$$

En passant d'une concentration de  $0 \text{ g L}^{-1}$  à  $100 \text{ g L}^{-1}$ , la masse volumique augmente de 6% environ. La viscosité dynamique d'une mixture newtonienne est donnée par :

$$\mu_m = \mu(1 + 2.5c) \quad (1.51)$$

Cette relation est approximative, même pour de faibles concentrations ( $c < 0.05$ ). La viscosité cinématique d'une mixture newtonienne est donnée par :

$$\nu_m = \frac{\mu_m}{\rho_m} \quad (1.52)$$

### 1.3.2.2 profil de concentration

On considère un écoulement turbulent en régime permanent. La sédimentation des particules est due à la différence de densité entre les particules et le fluide environnant. Le flux de sédiment dans la direction verticale est donnée par l'expression ([Julien, 1998](#)) :

$$W \frac{\partial c}{\partial z} = \epsilon_z \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \quad (1.53)$$

où  $W$  est la composante verticale de la vitesse de l'écoulement,  $c$  est la concentration volumique locale en sédiment et  $\epsilon_z$  est le coefficient de diffusion verticale. Cette équation peut être intégrée selon la direction  $z$ . La vitesse moyenne verticale intégrée sur toute l'épaisseur de l'écoulement est nulle mais la vitesse verticale locale est l'opposée de la vitesse de chute des particules. L'équation suivante exprime l'état d'équilibre entre le taux descendant de particules dû à la gravité et le

taux ascendant de particules lié à la diffusion turbulente :

$$V_s c + \epsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} = 0 \quad (1.54)$$

Pour des valeurs constantes de  $V_s$  et  $\epsilon_z$  ( $\epsilon_z$  est de l'ordre de  $10^{-2} m^2 s^{-1}$  en rivière), on en déduit un profil de concentration exponentiel avec une concentration plus forte vers le fond :

$$c = c_a e^{-V_s z / \epsilon_z} \quad (1.55)$$

avec  $c_a$  la concentration à la cote  $z = a$ , la cote de référence prise en général égale à la hauteur maximale des rugosités de grain. Cependant cette concentration est difficile à estimer. Cette relation montre que, quand  $V_s z < \epsilon_z$ , le profil de concentration devient progressivement uniforme. En revanche, quand  $V_s z > \epsilon_z$ , l'écoulement est bien stratifié et la plupart des sédiments sont situés près du lit.

*Camenen* (2002) indique que le rapport  $V_s / \epsilon_z$  détermine les conditions de suspension :

- si  $V_s / \epsilon_z > 4$ , alors il y a très peu de suspension ;
- si  $V_s / \epsilon_z < 0.5$ , la suspension est alors prépondérante.

*Graf* (1971) remarque que les équations 1.54 et 1.55 ne sont pas valables pour des particules grossières qui seraient transportées près du fond par charriage. La notion de profil de concentration est associée au transport en suspension. Dans un écoulement les deux types de transport se côtoient généralement. En définissant arbitrairement une cote de référence  $z = a$  au-dessus du lit, on peut calculer un débit massique de particules en suspension :

$$q_s = \int_h^a c V dz \quad (1.56)$$

où  $q_s$  est le débit massique de particules par unité de largeur. Le transport de fond correspond à la zone où  $z < a$ . La charge totale de sédiments dans l'écoulement est la somme des composantes de transport de fond et en suspension. La figure 1.22 permet d'illustrer ces concepts.

$R_0$  qui apparaît sur la figure 1.22 est très proche de l'inverse du nombre de Rouse défini auparavant dans cette étude :

$$R_0 = \frac{V_s}{K u_*} \quad (1.57)$$

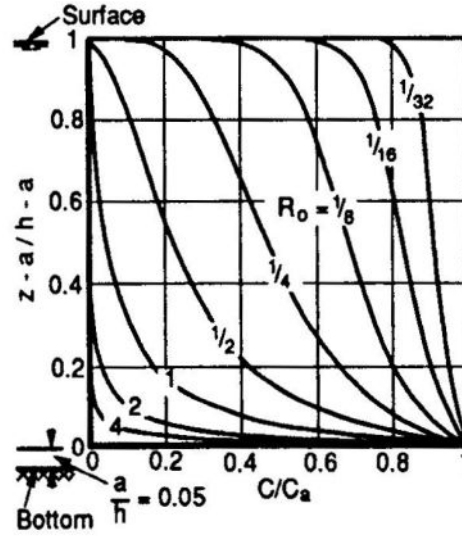


FIG. 1.22: Profil de concentration en sédiments à l'équilibre pour  $a/h = 0.05$  d'après Julien (1998).

Quand les sédiments sont très fins,  $R_0$  est très petit et le profil de concentration devient très uniforme. Au contraire, quand les sédiments sont plus grossiers,  $R_0$  est grand et la concentration en sédiments devient de plus en plus importante près du fond. Le transport par charriage devient prépondérant.

### 1.3.2.3 vitesse de chute

La détermination de la vitesse de chute des particules est primordiale pour connaître le mode de transport des sédiments. Les premières études ont porté sur le cas le plus simple de la vitesse de chute d'une particule unique dans un fluide au repos. Suivant l'expérience de Stokes, une particule élémentaire est soumise à la force de gravité (a) et à la résistance opposée par le fluide au mouvement de cette particule (b) :

- (a) poids déjaugé :  $W_g = (\rho_s - \rho)g\frac{\pi}{6}D_s^3$
- (b) force de frottement :  $W_f = C_d\frac{\pi}{8}\rho V_s^2 D_s^2$

Le coefficient de traînée  $C_d$  est fonction du nombre de Reynolds particulaire  $R_* = \frac{V_s D_s}{\nu}$  :

$$C_d = \frac{A_d}{R_*} \quad (1.58)$$

avec  $A_d = 24$  dans le cas de particules sphériques et  $24 < A_d < 34$  pour des particules de sédiments naturels.

En égalisant le poids déjaugé  $W_g$  et la force de frottement  $W_f$  et en substituant le coefficient de traînée  $C_d$  par l'équation 1.58, on obtient l'expression de la vitesse de chute, connue sous le nom de 'loi de Stokes' :

$$V_s = \frac{1}{18} \frac{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_s^2}{\nu} \quad (1.59)$$

[Dietrich \(1982\)](#) met l'accent sur les facteurs qui influencent la vitesse de chute des particules de sédiments naturels. En plus de la densité et de la taille des particules l'auteur cite des facteurs tels que la forme, la rondeur et la texture de surface des particules. [Dietrich \(1982\)](#) utilise des données de la littérature pour modifier la 'loi de Stokes' afin de tenir compte de ces facteurs de forme.

#### (a) Le Régime laminaire ( $R_* \leq 1$ ) - loi de Stokes

[Van Rijn \(1984b\)](#) indique que cette loi s'applique à des sédiments de taille inférieure à  $100 \mu m$ . [Rose \(2004\)](#) situe cette limite à  $70 \mu m$ .

#### (b) Le Régime semi-turbulent ( $1 < R_* \leq 500$ )

D'après [Van Rijn \(1984b\)](#) cette gamme de nombre de Reynolds particulière correspond à des particules de diamètre compris entre  $100$  et  $1000 \mu m$ . L'auteur propose une expression pour le calcul de la vitesse de chute :

$$V_s = 10 \frac{\nu}{D_s} \left\{ \left[ 1 + \frac{0.01 \left(\frac{\rho_s}{\rho}\right) g D_s^3}{\nu^2} \right]^{0.5} - 1 \right\} \quad (1.60)$$

#### (c) Le Régime turbulent ( $R_* > 500$ )

Pour les particules de taille supérieure à  $1000 \mu m$ , [Van Rijn \(1984b\)](#) donne une expression de la vitesse de chute fonction de  $D_s^{0.5}$  :

$$V_s = 1.1 \left[ \left(\frac{\rho_s}{\rho}\right) g D_s \right]^{0.5} \quad (1.61)$$

[Rose \(2004\)](#) indique que dans ce cas la vitesse de chute est grande comparées aux fluctuations turbulentes de la vitesse de l'écoulement. La turbulence a donc peu d'effet sur la vitesse de chute. Ces particules sont généralement transportées par saltation dans le ruissellement.

Il existe de nombreuses autres formules semi-empiriques par calculer la vitesse de chute des particules dans un fluide au repos. La formule de [Soulsby \(1997\)](#) est pratique car elle a une formulation unique qui permet de décrire les trois régimes présentés ci-dessus :

$$V_s = \frac{\nu}{D_s} (\sqrt{10.36^2 + 1.049 D_{s*}^3} - 10.36) \quad (1.62)$$

avec  $D_{s*}$  le diamètre adimensionnel des grains ou diamètre sédimentologique.

Les études présentées jusqu'ici portaient sur la vitesse de chute d'une particule unique dans un fluide au repos. D'autres études complémentaires ont montré que la vitesse de chute de particules non-cohésives est affectée par la concentration en particules. Pour un fluide au repos la vitesse de chute diminue quand la concentration en particules non-cohésives augmente. [Van Rijn \(1984b\)](#) donne une formulation générale de la vitesse de chute d'un nuage de particules non-cohésives :

$$V_{s,m} = (1 - c)^4 V_s \quad (1.63)$$

où  $V_{s,m}$  est la vitesse de chute d'un nuage de particules de concentration  $c$ . Par exemple, à  $100 \text{ g/L}$ , [Camenen \(2002\)](#) note que les particules de sable chutent 1.5 fois moins vite qu'une particule seule. [Soulsby \(1997\)](#) a inclus dans son expression de la vitesse de chute un paramètre tenant compte de l'effet de la concentration :

$$V_s = \frac{\nu}{D_s} [\sqrt{10.36^2 + 1.049(1 - c)^{4.7} D_{s*}^3} - 10.36] \quad (1.64)$$

La concentration en particules est un facteur à prendre en compte dans l'étude de la sédimentation associée dans le ruissellement car des concentrations de l'ordre de  $100 \text{ g/L}$  ne sont pas rares sur le terrain. Un autre facteur qui influence la vitesse de chute est la température de l'eau à travers la viscosité.

Le cas des sédiments cohésifs est à considérer à part. A forte concentration (entre 10 et  $200 \text{ g/L}$ ), l'interaction entre les particules cohésives a un effet sur la vitesse de chute qui est difficile à quantifier. [Gratiot et al. \(2005\)](#) ont mesuré les flux de sédimentation d'une boue co-

hésive extraite de l'estuaire de la Gironde pour différentes concentrations. Ils ont effectué ces mesures pour un fluide au repos et un fluide en régime turbulent. La première difficulté consiste à déterminer la taille des agrégats présents dans la mixture. Le diamètre moyen des sédiments ne semblent pas varier beaucoup en fonction de la concentration. Il varie entre 55 et 82  $\mu m$  pour une concentration moyenne en sédiments comprise entre 0.2 et 5.0  $g/L$  tandis que le diamètre médian des particules élémentaires constituant la boue est de 12  $\mu m$ . Les particules élémentaires sont donc agrégées pour former des structures compactes et solides appelées floes. Ces floes sont des structures composites hétérogènes avec un composant biologique vivant (bactéries), un composant biologique non-vivant (détritus), des particules minérales (argiles par exemple) et de l'eau statique ou qui s'écoule dans les pores. [Droppo \(2001\)](#) affirme qu'une collection de floes présente des interactions physiques, chimiques et biologiques fortes. [Gratiot et al. \(2005\)](#) ont observé que l'effet de diminution de la vitesse de chute quand la concentration augmente dans un fluide au repos est considérablement réduit dans un fluide largement turbulent. Pour une concentration moyenne en sédiments supérieure à 60  $g/L$ , le flux de sédimentation est un à deux ordres de grandeur plus grand que celui estimé dans un fluide au repos. Ce résultat peut avoir des conséquences importantes pour la modélisation du transport de sédiment cohésif. Cependant il faut rappeler que cette étude porte sur des conditions de sédimentation en rivière. Il faudrait tester l'impact de la turbulence sur la vitesse de chute de sédiments cohésifs dans un écoulement de faible lame d'eau. Les sédiments cohésifs sont en effet largement présents parmi les sédiments transportés par le ruissellement.

[Proffitt and Rose \(1991b\)](#) ont mesuré les distributions des vitesses de chute d'échantillons de sédiments prélevés à la sortie de parcelles soumises à des simulations de pluie. Ils ont appliqué la technique de la pipette pour les gammes de particules à vitesse de chute lente et la technique du tube à fond amovible pour les gammes de particules à vitesse de chute rapide. Ils obtiennent ainsi des courbes massiques cumulées des particules en fonction de la vitesse de chute. Cette méthode est adaptée à l'étude du ruissellement car elle permet de prendre en compte la grande diversité de taille et de densité des sédiments érodés sur les sols naturels. Selon [Rose \(2004\)](#), le facteur qui influence le plus la vitesse de chute est le diamètre des particules. La sédimentation est un processus très sélectif. Les particules les plus fines n'ont pas le temps de sédimenter à l'échelle de temps d'un événement pluvieux tandis que les particules plus grossières se déposent extrêmement vite avant d'être entraînées à nouveau par l'écoulement. Ces particules interagissent au sein de l'écoulement. Les particules qui chutent rapidement affectent la chute des particules

les plus lentes. Les vitesses de chute sont donc différentes des vitesses de chute de particules élémentaires. La méthode utilisée par [Proffitt and Rose \(1991b\)](#) tient compte de cette interaction entre les particules. Par contre cette méthode donne des mesures de vitesse de chute pour un fluide au repos. Elle ne permet pas de tester l'effet de la turbulence sur la vitesse de chute des particules dans un écoulement de faible lame d'eau.

### 1.3.3 La sélectivité granulométrique des mécanismes d'érosion à l'échelle de la parcelle

Par le passé, les sédiments étaient considérés comme un tout dans l'étude de l'érosion. Le centre d'intérêt était l'estimation globale des pertes en sol totales quittant une surface. Plus récemment on a commencé à examiner les propriétés des sédiments érodés et à les comparer avec celles du sol d'origine. On a pris conscience de l'importance du transport de polluants associés aux sédiments érodés dans la contamination des écosystèmes aquatiques et terrestres. En effet, les sédiments sont un moyen de transport efficaces pour les nutriments tels que les nitrates et les phosphates, et les polluants tels que les éléments traces, les pesticides et les herbicides ([Slattery and Burt, 1997](#)). La distribution granulométrique des sédiments est un facteur particulièrement important à cet égard car beaucoup de ces substances sont liées aux particules d'argile. L'aire de la surface spécifique varie beaucoup avec la taille des sédiments. Elle est de l'ordre de  $4\text{ m}^2\text{ g}^{-1}$  pour des particules de la taille des limons et est comprise entre 20 et  $800\text{ m}^2\text{ g}^{-1}$  pour des particules de la taille des argiles, selon le type d'argile en jeu ([Foster et al., 1985](#)). Par conséquent, un changement minime de la fraction d'argile présente parmi les sédiments érodés peut changer considérablement le potentiel du transport de substances chimiques adsorbées. L'estimation du transport de contaminants associés aux sédiments nécessitent d'avoir des informations sur la taille et la composition des particules présentes dans les flux de sédiments érodés ([Alberts et al., 1980](#)). Deux types d'approches existent pour caractériser la composition granulométrique des sédiments exportés sachant que ces sédiments sont constitués d'un mélange d'agrégats et de particules élémentaires ([Young, 1980](#)). Les fragments de sols mobilisés par l'érosion sont mesurés soit en préservant leur agrégation, soit en les dispersant au préalable. Ces deux techniques fournissent respectivement une distribution granulométrique des agrégats (dite non dispersée ou effective) et une distribution granulométrique des particules élémentaires (dite dispersée ou absolue). La distribution granulométrique non dispersée est déterminante pour le transport des sédiments



mobilisés. La taille et la densité des fragments érodés ont en effet une influence très importante sur la transportabilité des sédiments. Le transport des substances chimiques adsorbées sera plus grand si les particules d'argile sont transportées en tant que particules élémentaires car une fois mise en mouvement, elles sont difficilement déposées. Si les particules d'argile sont contenues dans des agrégats de plus grosse taille, elles pourront sédimenter. La connaissance approfondie de la distribution granulométrique des fragments érodés est aussi fondamentale pour une meilleure représentation des modes de transport des sédiments. *Young (1980)* indique que la distribution granulométrique non dispersée des sédiments érodés dépend du type de mise en mouvement des particules, s'il s'agit du détachement par l'impact des gouttes de pluie ou par l'écoulement concentré. La sélectivité liée au transport des sédiments est fonction du mécanisme mis en jeu. Dans cette partie on va essayer de synthétiser les travaux de la littérature sur la sélectivité granulométrique liée aux mécanismes d'érosion. Les observations sont parfois contradictoires étant donnée la complexité du sujet et l'état de nos connaissances actuel.

#### 1.3.3.1 La composition granulométrique des sédiments exportés

*Slattery and Burt (1997)* soulignent, qu'en dépit de plusieurs tentatives dans la littérature des sciences du sol, obtenir une distribution granulométrique non dispersée pour un sol reste extrêmement difficile, particulièrement quand le sol est croûté. La stabilité structurale d'un sol étant un paramètre dynamique, la distribution granulométrique des agrégats d'une matrice de sol évolue selon la saison. On utilise donc habituellement la distribution granulométrique dispersée pour caractériser la texture de la matrice de sol. La distribution granulométrique agrégée des sédiments exportées est aussi sujette à caution car elle peut varier sensiblement suivant la méthode utilisée. Les techniques de la pipette utilisée par *Proffitt and Rose (1991b)* et de la granulométrie à diffraction laser ont tendance à casser les agrégats. Au contraire, la méthode du tamisage à sec surestime la taille des agrégats car l'absence d'eau empêche de casser les agrégats. *Young (1980)* a examiné les distributions granulométriques dispersées des agrégats présents in situ. L'auteur a montré que ces distributions varient très peu en fonction de la taille des agrégats et qu'elles sont très proches de la distribution granulométrique dispersée de la matrice de sol pour un sol donné. En revanche la distribution granulométrique dispersée des agrégats érodés semblent varier avec la taille des agrégats. *Stone and Walling (1996)* affirment donc que la comparaison de la distribution granulométrique dispersée des fragments érodés avec celle de la matrice de sol fournit

une mesure de la sélectivité granulométrique tandis que toute analyse relative aux mécanismes de mise en mouvement et de transport doit être basée sur la distribution granulométrique non dispersée des fragments mobilisés.

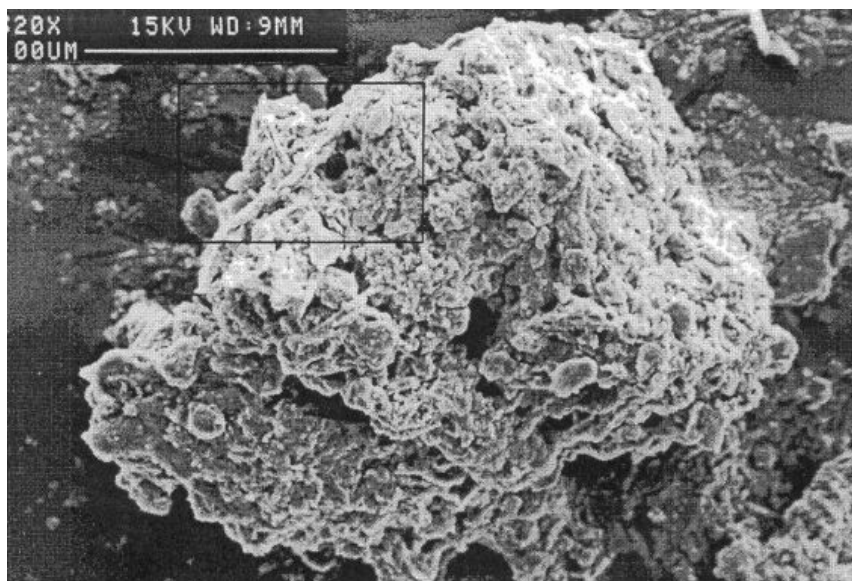


FIG. 1.23: Photographie au microscope électronique d'un agrégat de la taille des sables d'après [Slattery and Burt \(1997\)](#). La partie encadrée met en évidence de la matière organique et des trous de racine

Les agrégats exportés peuvent être de deux natures. Soit ils ont gardé leur structure originale depuis leur mise en mouvement par l'impact de la pluie ou l'écoulement, soit ils ont pris naissance ultérieurement durant le transport par l'écoulement et sont appelés floccs car ils résultent de la floculation de particules élémentaires cohésives telles que les argiles [Droppo \(2001\)](#). [Slattery and Burt \(1997\)](#) ont pris des photographies d'agrégats érodés au microscope électronique. La figure 1.23 montre un agrégat de la taille des sables. L'agrégat a une structure complexe. Il est constitué principalement de limon et de plaquettes de kaolinite avec aussi de l'illite de la montmorillonite présentes. De la matière organique est incorporée dans l'agrégat. L'apparition de trous de racine est l'élément qui prouve le plus que cet agrégat est issu du sol d'origine. Ce type d'agrégat est donc stable dans l'eau. A l'échelle de la parcelle les agrégats sont généralement issus du sol d'origine. Les floccs sont plus courants en rivière.

En s'appuyant sur des résultats expérimentaux [Young \(1980\)](#) relie la composition des agrégats exportés à la texture du sol d'origine. L'auteur distingue le cas des sols cohésifs du cas des sols peu ou pas cohésifs.

## Les sols cohésifs

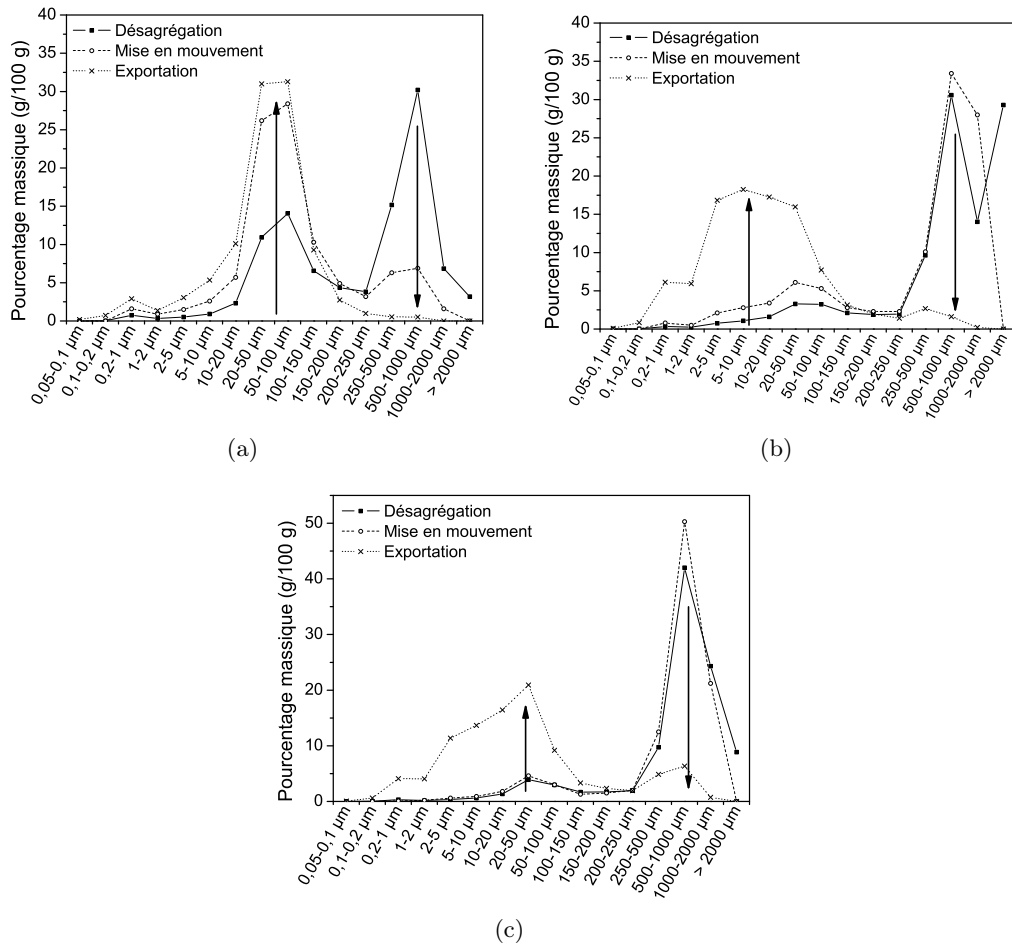


FIG. 1.24: Sélectivité granulométrique des processus érosifs de l'érosion diffuse. Comparaison des compositions granulométriques agrégées des différents stocks - issus de la désagrégation, mis en mouvement par l'impact des gouttes de pluie et exporté par le ruissellement - pour le limon moyen sableux (a), l'argile (b) et l'argile limoneuse (c) d'après Leguédais (2003)

Les sédiments issus des sols cohésifs sont constitués de particules élémentaires et d'agrégats de sol. Parmi les sols cohésifs, l'auteur envisage les sols argileux pour lesquels la fraction en particules inférieures à  $2 \mu m$  est supérieure à 50 % de la masse totale de particules et les sols limoneux pour lesquels la fraction en limon est supérieure à 33 % de la masse totale de particules. Il note que les sédiments issus de ces sols sont surtout des agrégats. En ce qui concerne les sols argileux, deux classes de taille sont très représentées : la classe 50 à  $100 \mu m$  et la classe de taille supérieure à  $1000 \mu m$ . Pour les sols limoneux, la classe de taille la plus représentée est la classe des limons (2 à  $50 \mu m$ ) avec même l'essentiel dans la classe 20 à  $35 \mu m$ .

La figure 1.24 présente les distributions granulométriques agrégées obtenues par Leguédais (2003) pour la désagrégation, la mise en mouvement et l'exportation à partir de trois sols cohésifs

(un limon moyen sableux, une argile et une argile limoneuse) soumis à des simulations de pluie sur des parcelles de  $0.25\text{ m}^2$ . La fraction massique en limon du limon moyen sableux dépasse les 33 %. Ce sol entre donc dans la catégorie des limons proposée par [Young \(1980\)](#). On remarque que la distribution granulométrique des sédiments exportés est unimodale et que la classe d'agrégats la plus représentée est la classe 20 à  $100\text{ }\mu\text{m}$ . Ce résultat semble confirmer la prévision de [Young \(1980\)](#) bien que la classe d'agrégats la plus représentée soit un peu plus large ici par rapport à la classe 20 à  $35\text{ }\mu\text{m}$ . [Slattery and Burt \(1997\)](#) étudient les flux de sédiments érodés sur un versant constitué de limon moyen sableux et constate que la plupart des sédiments érodés sont des agrégats. Pour l'argile et l'argile limoneuse, les comparaisons avec les prévisions de [Young \(1980\)](#) ne sont pas possibles rigoureusement car les fractions massiques en particules inférieures à  $2\text{ }\mu\text{m}$  sont inférieures à 50 % pour ces deux sols. Cependant, même avec des fractions massiques en particules inférieures à  $2\text{ }\mu\text{m}$  de 36 % pour l'argile et de 35.4 % pour l'argile limoneuse, on retrouve certaines tendances proposées par [Young \(1980\)](#) pour les sols comportant plus de 50 % en masse de particules inférieures à  $2\text{ }\mu\text{m}$ . Les distributions granulométriques des agrégats exportés sont bimodales mais les classes sont de taille inférieure à celles prévues par [Young \(1980\)](#). La classe la plus représentée est la classe 5 à  $50\text{ }\mu\text{m}$  et la seconde classe la plus représentée est la classe 250 à  $1000\text{ }\mu\text{m}$ . [Foster et al. \(1985\)](#) indiquent que la plupart des distributions granulométriques agrégées des sédiments érodés à partir de sols agricoles sont bimodales avec un pic dans la classe 20 à  $60\text{ }\mu\text{m}$  et un autre dans la classe 200 à  $1000\text{ }\mu\text{m}$ . Les auteurs examinent un grand nombre de données et proposent des relations empiriques pour estimer la composition granulométrique des sédiments érodés en agrégats et particules élémentaires ainsi que la composition granulométrique des agrégats présents. Ces relations sont fonction de la distribution granulométrique dispersée de la matrice de sol. Un exemple est donné sur la figure 1.25. Cinq classes d'éléments sont envisagées : particules élémentaires d'argile, particules élémentaires de limon, petits agrégats, agrégats grossiers et particules élémentaires de sable.

### Les sols non-cohésifs

Selon [Young \(1980\)](#) les sédiments issus des sols non-cohésifs sont constitués de particules élémentaires. La distribution granulométrique des sédiments mobilisés est donc forcément dispersée. L'auteur considère le cas des sols où la fraction massique en particules supérieures à  $50\text{ }\mu\text{m}$  est supérieure à 50 % de la masse totale de particules. Il prévoit une distribution granulométrique

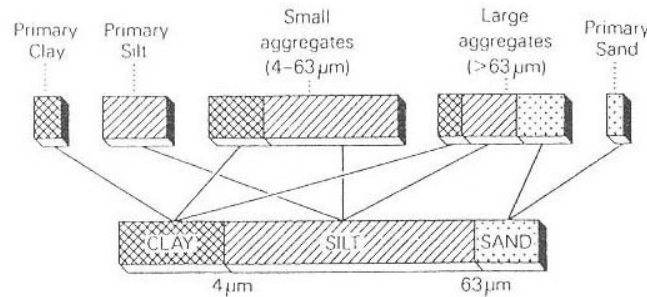


FIG. 1.25: Un exemple schématisé pour illustrer l'estimation de la proportion en agrégats parmi les sédiments érodés à partir des relations développées par *Foster et al.* (1985) d'après *Walling* (1990)

des sédiments exportés unimodale avec un pic principal dans la classe 50 à 250  $\mu\text{m}$ . *Parsons et al.* (1991) font des simulations de pluie sur le terrain avec un sol sableux ayant une fraction massique en sable de 79.3 %. Les auteurs notent que les sols sableux ont une très faible stabilité structurale et que les sédiments mobilisés sont surtout des particules élémentaires.

### 1.3.3.2 La sélectivité granulométrique liée à la mise en mouvement et au transport

In fine, la sélectivité est mesurée en comparant les distributions granulométriques dispersées des sédiments mobilisés avec celle de la matrice de sol d'origine. On utilise par exemple le taux d'enrichissement qui est le rapport entre la fraction massique d'une certaine classe granulométrique présente dans les sédiments mobilisés et la fraction massique correspondante dans la matrice de sol d'origine (*Slattery and Burt*, 1997). Il est désormais connu que la majorité des sédiments issus des sols cohésifs sont transportés sous forme d'agrégats et que la taille et la densité de ces agrégats contrôlent leur transportabilité. Il est donc indispensable d'examiner les distributions granulométriques agrégées des sédiments érodés pour comprendre la sélectivité des mécanismes d'arrachement et de transport. *Young* (1980) estime que la distribution granulométrique des fragments de sol mobilisés dépend de la source de mise en mouvement des particules. *Alberts et al.* (1980) observe que les rigoles transportent une plus grande proportion d'agrégats grossiers que les zones d'érosion diffuse. On va donc distinguer le cas de l'érosion diffuse et de l'érosion concentrée.

## L'érosion diffuse

L'érosion diffuse est dominée par l'action de la pluie. Les gouttes de pluie cassent les agrégats du sol d'origine et mettent en mouvement les fragments de sol produits par la désagrégation comme on l'a vu dans la partie 1.1. Le transfert des particules se fait par l'intermédiaire du splash ou plus efficacement par RIFT (voir 1.3.1) quand une lame d'eau est présente à la surface du sol. Comme le montre la figure 1.24, la désagrégation a tendance à produire majoritairement deux classes de fragments de sol : une classe de 20 à 150  $\mu m$  et une classe de 250 à 2000  $\mu m$ , l'importance relative de chaque classe dépendant du type de sol en jeu. La figure 1.24 met aussi en évidence le fait que la mise en mouvement par l'impact des gouttes de pluie est peu sélective par rapport au mécanisme de désagrégation. Les distributions granulométriques agrégées issues de la mise en mouvement sont très proches de celles issues de la désagrégation pour les trois sols étudiés. Pour le limon moyen sableux, on a toutefois un enrichissement de la classe la plus fine (20 à 150  $\mu m$ ) par rapport à la classe plus grossière (250 à 2000  $\mu m$ ). La sélectivité la plus significative a lieu lors de l'exportation des fragments de sol qui met en jeu le ruissellement. En effet la classe la plus grossière (250 à 2000  $\mu m$ ) a totalement disparu de la distribution granulométrique agrégée des sédiments exportés pour le limon moyen sableux. Pour l'argile et l'argile limoneuse, cette classe est très peu représentée par rapport à la classe fine. La classe fine est elle-même plus fine car elle est désormais constituée de fragments de taille comprise entre 5 à 100  $\mu m$ . Les résultats présentés sur la figure 1.24 correspondent à des simulations de pluie menées sur des surfaces de 0.25  $m^2$ . [Leguédois \(2003\)](#) a aussi effectué des simulations de pluie sur une surface de 5  $m^2$  (5 m de long) avec les mêmes sols et la même intensité de pluie pour tester l'effet de la longueur de la pente sur la composition des flux érodés. La comparaison des distributions granulométriques des sédiments exportés à 0.25 et 5  $m^2$  apparaît sur la figure 1.26. Les distributions granulométriques sont assez proches au niveau de leur allure mais celles correspondant à la surface de 5  $m^2$  sont légèrement plus riches en fragments grossiers, surtout pour l'argile limoneuse. Les débits massiques obtenus à l'exutoire de la surface de 5  $m^2$  sont toujours plus élevés que ceux obtenus sur les placettes de 0.25  $m^2$ . Selon [Leguédois \(2003\)](#) l'écoulement n'a pas la compétence de transporter les éléments de taille supérieure à 250  $\mu m$  sur les placettes de 0.25  $m^2$ . Ces fragments sont mis en mouvement par l'impact des gouttes de pluie mais RIFT (voir 1.3.1) n'a pas la capacité de les transporter jusqu'à l'exutoire. Ces fragments restent donc sur la placette et contribuent à rendre la texture de la surface plus grossière.

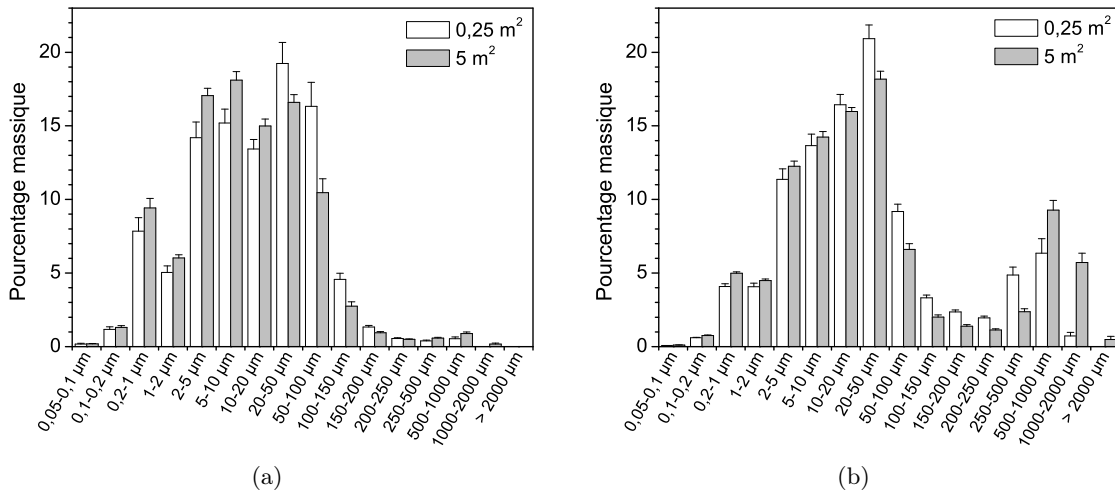


FIG. 1.26: Comparaison des distributions granulométriques des sédiments exportés à 0.25 et 5 m<sup>2</sup> pour le limon moyen sableux (a) et l'argile limoneuse (b) d'après [Leguédais \(2003\)](#). Les barres d'erreur sont les erreurs standards.

[Parsons et al. \(1991\)](#) avaient déjà introduit cette notion de compétence de l'écoulement. Les auteurs avaient mené des simulations de pluie sur des parcelles de terrain de 35 m de long par 18 m de large avec un sol sableux. Ils avaient observé que les particules grossières fournies par le splash n'étaient pas exportées par le ruissellement. Cette limitation du transport des fragments de sol de la taille des sables a aussi été mentionné par [Stone and Walling \(1996\)](#) suite à des simulations de pluie sur des parcelles de 1 m par 0.5 m avec un limon sableux. [Beuselinck et al. \(1999\)](#) ont mesuré le transport d'agrégats de sol issu d'un limon moyen sableux dans un canal de 2.6 m de long et 0.117 m de large avec une rupture de pente. Les auteurs ont constaté la présence d'un seuil hydraulique au-dessus duquel le transport d'agrégats de la taille des limons grossiers ( $> 32 \mu\text{m}$ ) augmente rapidement. Ils ont évalué ce seuil à environ  $0.001 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$  soit à peu près  $6 \text{ L min}^{-1}$ . Les fragments de taille inférieure sont transportés en suspension et ne sont pas soumis à un seuil. La conséquence directe de l'incapacité de l'écoulement à transporter les éléments de la taille des limons grossiers aux sables conduit à l'enrichissement en éléments fins des sédiments exportés. [Young \(1980\)](#), qui analyse des données provenant de parcelles de 10.67 à 45.73 m de longueur pour différents types de sol, conclue que les processus de l'érosion diffuse engendre une sélectivité en faveur de la fraction de la taille des limons. [Slattery and Burt \(1997\)](#) trouvent que les distributions granulométriques dispersées et agrégées des sédiments érodées sont plus fines que celles du sol d'origine (limon moyen sableux), avec un enrichissement considérable des fractions de la taille des argiles et des limons. Selon [Leguédais \(2003\)](#) l'absence de sédimentation des fragments inférieurs à  $20 \mu\text{m}$  et la sédimentation préférentielle des fragments



grossiers ( $> 250 \mu m$ ) expliquent les taux d'enrichissement observés et le fait que la granulométrie des sédiments exportés soit plus fine que celle des fragments de sol mis en mouvement par la pluie. D'après [Walling \(1990\)](#), l'enrichissement maximum est associé à des sols ayant une stabilité structurale faible et donc peu d'agrégats. Dans ce cas l'argile a peu de chance de sédimenter durant le transport. Au contraire, les sols présentant une grande stabilité structurale sont érodés sous forme d'agrégats principalement et sont peu sensibles à l'enrichissement en fragments fins car les particules d'argile sont contenues dans des agrégats qui peuvent sédimenter.

### L'érosion concentrée

Certains résultats expérimentaux apparaissent contradictoires par rapport à cet enrichissement en éléments fins de la taille des argiles ou des limons. [Alberts et al. \(1980\)](#) indiquent que les rigoles transportent une plus grande proportion de particules grossières. D'après les auteurs les rigoles sont moins sélectives que l'érosion diffuse. Les rigoles peuvent transporter de gros agrégats, jusqu'à  $5 mm$ . [Alberts et al. \(1980\)](#) travaillent avec des rigoles de terrain de  $4.6 m$  de long par  $0.9 m$  de large dans lesquelles ils injectent des débits variant entre environ  $5$  et  $60 L min^{-1}$ . Le sol est un limon moyen sableux. [Slattery and Burt \(1997\)](#) ont fait des prélèvements d'eau et de sédiments dans des rigoles naturelles dans un champ constitué de limon moyen sableux durant plusieurs événements pluvieux. Ils ont constaté que pour un événement pluvieux qui produit beaucoup de ruissellement, la distribution granulométrique agrégée des sédiments mobilisés est plus riche en agrégats de la taille des limons grossiers et des sables que la distribution équivalente correspondant à un événement pluvieux moins ruisselant et que la distribution dispersée de la matrice de sol d'origine. Les auteurs relient ce résultat aux caractéristiques de l'écoulement. En fonction de l'intensité du ruissellement, l'écoulement a la compétence ou non de transporter les matériaux grossiers. Dans le cas de l'événement générant beaucoup de ruissellement, les débits mesurés dans les rigoles varient entre  $2.5$  et  $31.1 L min^{-1}$  pour des rigoles situées en amont du champ jusqu'à la principale rigole qui draine le champ. Pour l'autre événement les débits mesurés dans les rigoles situées en amont du champ varient entre  $1.1$  et  $6.2 L min^{-1}$ . Dans les études mentionnées pour l'érosion diffuse, les débits ruisselés sont beaucoup plus faibles. Par exemple le débit maximum mesuré par [Leguédais \(2003\)](#) pour la surface de  $5 m^2$  est d'environ  $2 L min^{-1}$  pour une largeur de  $1 m$ . Les conditions hydrauliques sont donc très différentes. Les études de [Alberts et al. \(1980\)](#); [Slattery and Burt \(1997\)](#) semblent indiquer qu'au-delà d'un certain seuil



hydraulique, le transport de sédiments en rigoles n'est pas plus sélectif. En outre, parallèlement à la notion de compétence de l'écoulement, il y a le mécanisme d'arrachement qui entre en jeu. [Young \(1980\)](#) rappelle que la distribution granulométrique des fragments de sol mobilisés dépend de la source de mise en mouvement des particules. Les sédiments arrachés par l'écoulement dans la rigole ne sont pas soumis à l'action de désagrégation de la pluie. Des fragments de sol plus grossiers sont entraînés en l'absence de pluie comme le montre l'expérience de [Proffitt and Rose \(1991b\)](#). En conclusion, la distribution granulométrique des sédiments érodés dépend de l'intensité du ruissellement et du mécanisme qui domine la mise en mouvement des sédiments, la pluie ou l'écoulement concentré. Dans l'étude de [Parsons et al. \(1991\)](#) on aurait pu s'attendre à ce que l'érosion ne soit pas sélective vu la taille de la parcelle (35 m de long par 18 m de large). Cependant tel n'est pas le cas. La parcelle n'est pas cultivée, la végétation couvre 44 % de la surface totale, de nombreux cailloux sont aussi présents et la pente de la parcelle est relativement faible. Ces facteurs permettent d'expliquer l'absence de rigoles sur la surface et donc la prédominance des mécanismes d'érosion par la pluie. Les facteurs qui favorisent l'apparition des rigoles sont la pente et la faible compaction du sol. [Proffitt and Rose \(1991b\)](#) observent qu'au-delà de 5 % de pente, l'érosion en rigoles domine.

### 1.3.3.3 Le devenir des argiles

Les particules d'argile ont une grande capacité d'adsorption et sont donc un moyen de transport privilégié pour les substances chimiques. Leur devenir au cours des mécanismes d'érosion va influencer la diffusion des polluants. Si les particules d'argiles sont intégrées dans des agrégats de grosse taille, elles pourront sédimenter avec eux et leur déplacement sera potentiellement limité selon les conditions hydrauliques. Par contre si elles voyagent en tant que particules élémentaires, elles pourront être exportées loin de leur point d'entraînement, quelque soit les conditions hydrauliques. Les études ont donc souvent porté davantage de considération sur le cas des argiles. Les résultats sont assez contradictoires. [Alberts et al. \(1980\)](#); [Young \(1980\)](#); [Stone and Walling \(1996\)](#) affirment que la majorité des particules d'argile sont transportées à l'intérieur d'agrégats. Dans l'étude de [Slattery and Burt \(1997\)](#), on retrouve surtout des particules élémentaires d'argile parmi les sédiments érodés. Des études complémentaires sont nécessaires pour améliorer nos connaissances à ce sujet. Il semble toutefois que la texture du sol d'origine soit un facteur prépondérant. On peut aussi s'interroger sur le rôle de l'écoulement à casser des agrégats arrachés

à la matrice de sol. Enfin il faut mentionner le fait qu'il est peu probable que des particules d'argile se déplacent sous la forme de particules élémentaires. Si elles ne sont pas intégrées dans des agrégats issus du sol d'origine, elles ont tendance à former des floccs pendant le transport ([Droppo, 2001](#)).

En conclusion de cette partie, on peut reprendre la phrase de [Walling \(1990\)](#) : la distribution granulométrique des sédiments se déplaçant à l'intérieur du réseau de drainage et de fourniture de sédiments d'un petit bassin versant exerce une influence fondamentale sur les processus de transport et de sédimentation. Une telle information doit représenter un investissement important pour comprendre et modéliser l'exportation de sédiments.





# La modélisation distribuée à base physique du ruissellement et de l'érosion hydrique

## 2.1 Introduction

La modélisation distribuée à base physique du ruissellement permet de fournir une estimation des vitesses et des hauteurs d'eau à n'importe quel endroit d'une surface. Ce type de modélisation est utilisé pour décrire la transformation d'un évènement pluvieux en ruissellement et calculer l'hydrogramme à l'exutoire de la surface. Cet hydrogramme sert ensuite d'entrée pour un écoulement linéaire dans un réseau de drainage. Les premiers modèles de ruissellement et d'érosion (*Nearing et al.*, 1989; *Smith et al.*, 1995; *Morgan et al.*, 1998) s'appuient sur un découpage du bassin versant composés d'unités hydrologiques planes pour les versants et de tronçons linéaires pour le réseau de drainage. *Moore and Grayson* (1991); *Vertessy et al.* (1993); *Grayson et al.* (1995) ont proposé un découpage du bassin versant basé sur les lignes de niveau qui produit aussi des unités hydrologiques planes et des éléments linéaires de transfert. Des modèles à deux dimensions ont aussi été développés. Ils s'appuient sur une grille régulière pour décrire la topographie du bassin versant (*Schmidt*, 1991; *De Roo et al.*, 1996; *Ewen et al.*, 2000). L'évaluation de tels modèles est difficile car elle requière un grand nombre d'informations distribuées sur tout le bassin. *Takken et al.* (1999) ont évalué le modèle LISEM après avoir rassemblé des données spatialisées. Les résultats ont montré que les écarts entre les données observées et les données simulées étaient significatifs et ne pouvaient être dus seulement aux incertitudes du modèle.

Ces approches ont permis d'améliorer significativement l'estimation des volumes ruisselés. Cependant elles se sont révélées inefficaces pour estimer correctement les pertes en sol (*Jetten et al.*, 1999, 2003). Une des raisons invoquées est la mauvaise représentation des processus d'érosion sur les versants et la mauvaise estimation des flux de sédiments qui quittent les versants pour entrer dans le réseau hydrographique. Le découpage des versants en éléments plans de grande dimension ne permet pas de traduire de façon appropriée la diversité des formes d'écoulement et les processus d'érosion qui y sont associés. Dans la réalité, la topographie et le microrelief influencent fortement la nature des écoulements et l'évolution de la surface du sol. Les écoulements de surface se concentrent dans des chenaux qui constituent des zones d'érosion préférentielle et assurent aussi le transport des sédiments.

Que le bassin versant soit découpé à partir d'une grille régulière ou à partir d'unités hydrologiques et d'éléments de transferts, il convient de bien paramétrer les processus impliqués à l'intérieur des éléments constitutifs du maillage dont la taille caractéristique est de l'ordre de  $100\text{ m}^2$ . On parlera ici d'échelle de la parcelle. A ce jour, aucun modèle n'est capable de repré-

senter avec beaucoup de détails les interactions entre les écoulements de surface et les processus d'érosion sur une parcelle comportant un microrelief. D'autre part les paramétrisations existantes des processus d'érosion n'ont jamais été testées dans des conditions d'écoulement variées spatialement et transitoires dans le temps dues à la présence d'un microrelief et à l'évolution de la topographie sous l'action de l'érosion et du dépôt.

## 2.2 La modélisation du ruissellement

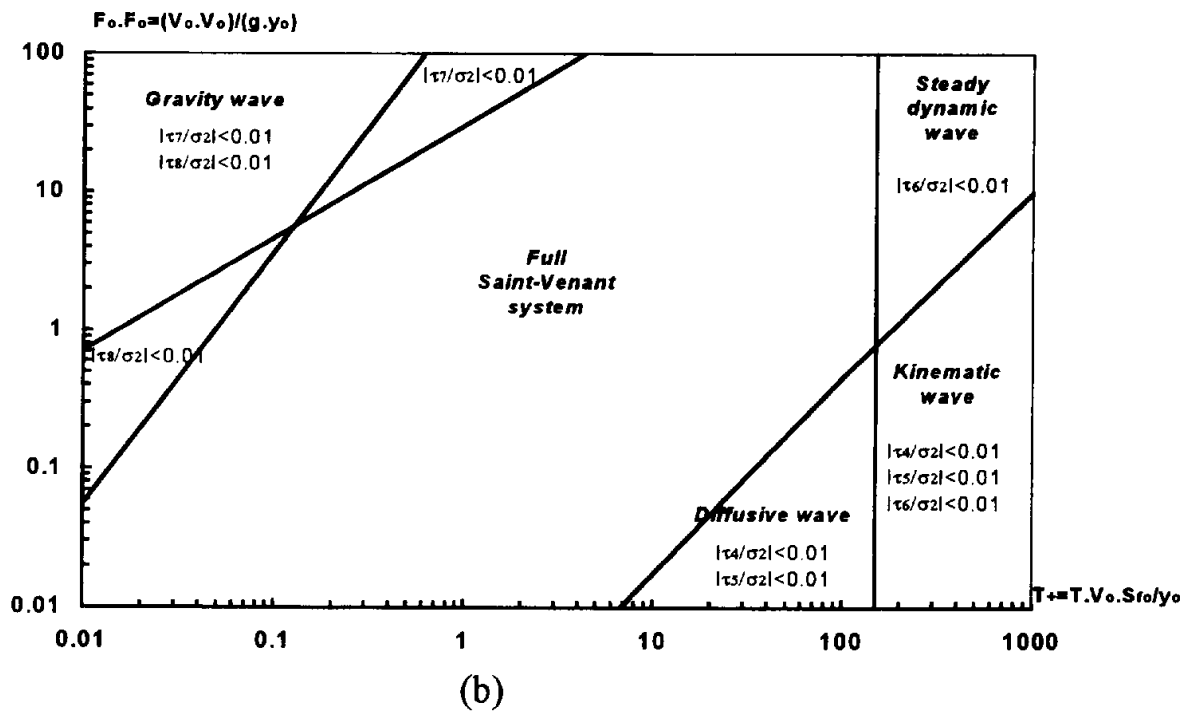
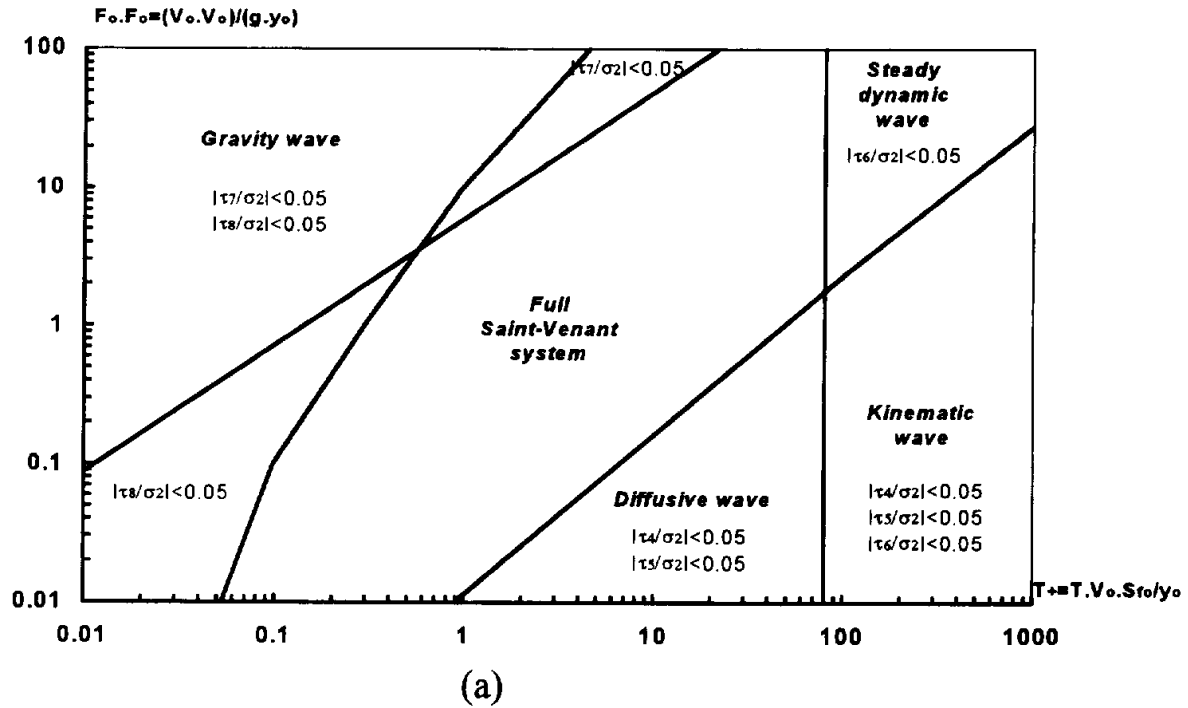
La modélisation distribuée du ruissellement repose sur les équations de Saint Venant ou ses formes simplifiées. Les équations de Saint Venant, développées originalement par Barré de Saint Venant en 1871, décrivent un écoulement unidimensionnel en régime non permanent. Les variations des composantes hydrauliques selon la direction perpendiculaire à la surface du sol ne sont pas prises en compte. Toutes les variables sont moyennées sur l'épaisseur de la lame d'eau. Une hypothèse forte nécessaire à la formulation des équations de Saint Venant est que l'écoulement est supposé varier de façon progressive le long de la pente, c'est-à-dire que les forces de pression hydrostatique prédominent et que les forces d'accélération verticale sont négligeables. Le fluide est considéré incompressible et de densité constante dans l'épaisseur de l'écoulement. La pente de la surface du sol doit être suffisamment faible pour que le sinus de l'angle puisse être estimé par la tangente. Les équations de Saint Venant comprennent l'équation de continuité et l'équation de quantité de mouvement. [Chow et al. \(1988\)](#) proposent les expressions suivantes :

$$\frac{\partial \bar{V}h}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + \bar{V} \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} - g(S_o - S_f) = 0 \quad (2.2)$$

(I)    (II)    (III)    (IV)    (V)

où  $\bar{V}$  est la vitesse locale moyennée sur l'épaisseur de la lame d'eau,  $h$  est l'épaisseur de la lame d'eau,  $g$  est l'accélération de la gravité,  $y$  est la coordonnée spatiale et  $t$  est le temps.  $S_o$  est la pente du sol et  $S_f$  est la pente d'énergie.

FIG. 2.1: Analyse des équations de Saint-Venant d'après *Moussa and Bocquillon* (1996)

L'équation de continuité peut éventuellement comporter un terme source dans son membre de droite pour représenter un apport latéral de débit dans le cas d'un canal ou une contribution provenant de l'excès d'intensité de pluie par rapport au taux d'infiltration dans le cas du ruissellement. L'équation de quantité de mouvement est constituée de termes qui traduisent les processus physiques qui gouvernent les propriétés de l'écoulement. Ces termes sont (I) l'accélération locale, qui décrit la variation de quantité de mouvement due au changement de vitesse dans le temps, (II) l'accélération convective, qui décrit la variation de quantité de mouvement due au changement de vitesse avec la distance, (III) la force de pression, proportionnelle à la variation d'épaisseur d'eau avec la distance, (IV) la force de gravité, proportionnelle à la pente de la surface  $S_o$ , et (V) la force de frottement, proportionnelle à la pente de frottement  $S_f$ . Les termes d'accélération locale et convective représentent les effets des forces d'inertie sur l'écoulement. Du fait des difficultés liées à la résolution de ces équations pour le ruissellement, des formes simplifiées ont été proposées qui se distinguent en fonction du degré de simplification de l'équation de quantité de mouvement 2.2.

- La forme la plus simple et la plus répandue est **l'équation de l'onde cinématique** pour laquelle les termes (I), (II) et (III) de l'équation 2.2 ont été négligés. On suppose dans ce cas que  $S_o = S_f$ , c'est-à-dire que les forces de frottement et de gravité s'équilibrent mutuellement. Le régime de l'écoulement doit être permanent et uniforme. La ligne d'énergie est parallèle à la surface du sol.
- **L'équation de l'onde diffusive** néglige les termes d'accélération locale (I) et convective (II) mais intègre le terme de pression (III). Cette équation permet de décrire un écoulement permanent et non-uniforme.
- **L'équation de l'onde dynamique** considère tous les termes d'accélération et de pression de l'équation de quantité de mouvement. Cette équation permet de décrire un écoulement non-permanent et non-uniforme. La ligne d'énergie et la ligne de surface de l'eau ne sont pas forcément parallèles à la surface du sol, même à l'intérieur d'un élément différentiel.

Il existe des solutions analytiques pour l'équation de l'onde cinématique. En revanche, l'équation de l'onde diffusive et l'équation de l'onde dynamique doivent être résolues à l'aide de méthodes numériques. *Moussa and Bocquillon (1996)* ont cherché à optimiser la résolution en répertoriant les domaines d'application des équations simplifiées et le domaine où les équations complètes de Saint Venant sont indispensables. La figure 2.1 illustre les résultats de cette démarche.



## 2.3 La modélisation de l'érosion

*Bennett* (1974) a distingué deux phases fondamentales dans la modélisation de l'érosion à l'échelle du bassin versant. La première phase correspond aux zones contributives situées en limite amont du bassin versant. L'action de la pluie y est prédominante. Les processus impliqués sont l'érosion diffuse et l'érosion concentrée. La deuxième phase est localisée à l'aval, au niveau des éléments du réseau hydrographique. Les processus d'érosion impliqués sont l'érosion en ravine et l'érosion des biefs comprenant l'écroulement des berges et l'enfoncement du lit. Cette partie ayant pour objectif de faire un état de l'art de la modélisation à base physique de l'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle et du versant, nous nous focaliserons sur les processus d'érosion diffuse et concentrée.

### 2.3.1 La subdivision des processus physiques

*Ellison* (1947) a proposé de diviser l'érosion sur les versants en quatre sous-processus :

- Le détachement par l'impact des gouttes de pluie,
- le transport par splash,
- l'arrachement par l'écoulement,
- le transport par l'écoulement.

A ces quatre sous-processus, il convient d'ajouter le dépôt. Cette description des processus a été largement utilisée par la suite dans les modèles d'érosion tels que WEPP (*Foster*, 1982; *Foster et al.*, 1995), KINEROS (*Smith et al.*, 1995), EUROSEM (*Morgan et al.*, 1998). Elle a été progressivement adaptée avec l'évolution de la compréhension de processus. *Hairsine and Rose* (1991, 1992a,b) ont introduit la conceptualisation d'une couche de sédiments non-cohésifs à la surface du sol résultant du processus de sédimentation. Cette approche conduit à une plus grande diversité des processus d'érosion. Les auteurs envisagent :

- Le détachement par l'impact des gouttes de pluie de particules de la matrice de sol cohésive,
- le détachement par l'impact des gouttes de pluie de particules de la couche de sédiments non-cohésifs appelé aussi re-détachement,
- l'arrachement par l'écoulement de particules de la matrice de sol cohésive,
- l'entraînement par l'écoulement de particules de la couche de sédiments non-cohésifs,
- le dépôt.

### 2.3.2 La segmentation spatiale des processus

Les modèles d'érosion qui s'appuient sur des éléments de surface plans tels que WEPP ([Foster, 1982](#); [Foster et al., 1995](#)), KINEROS ([Smith et al., 1995](#)), EUROSEM ([Morgan et al., 1998](#)), GUEST ([Misra and Rose, 1996](#)) proposent une partition arbitraire du versant en zones d'érosion diffuse et zones d'érosion concentrée. Le versant est vu comme un plan ponctué par un réseau régulier de rigoles orientées dans le sens de la pente. Les zones planes qui couvrent la majeure partie de la surface sont marquées par l'érosion diffuse. Seuls les processus liés à l'action de la pluie y sont considérés. Les rigoles, en revanche, sont définies comme des petits canaux de forme trapézoïdale ou rectangulaire où s'appliquent les lois de l'hydraulique. Les processus d'érosion liés à l'écoulement y sont prédominants et l'action de la pluie diminue progressivement avec l'augmentation de l'épaisseur de la lame d'eau. Les zones planes et les rigoles n'ont pas de lien physique. Les pertes en sol provenant des zones planes et des rigoles sont calculées séparément et sommées pour produire une estimation de l'érosion totale sur le versant. Cette conceptualisation, issue des travaux de [Meyer and Wischmeier \(1969\)](#), a été critiquée par [Favis-Mortlock et al. \(2000\)](#) car elle nécessite l'existence a priori des rigoles. Des paramètres géométriques tels que la largeur des rigoles ou l'espacement entre les rigoles sont définis avant la simulation. Dans la réalité ce n'est pas forcément le cas, notamment dans le cas des sols cultivés fraîchement labourés mais aussi dans de nombreux cas de sols naturels. En outre les zones d'érosion diffuse et concentrée sont en interaction forte. Les zones d'érosion diffuse où l'épaisseur d'eau est inférieure à 1 cm ([Hairsine and Rose, 1991](#)) occupent la plus grande partie de l'espace. Le ruissellement issu de ces zones se concentre au-delà de quelques mètres pour donner lieu à de petits chenaux puis à des rigoles plus marquées où les lames d'eau sont de l'ordre de quelques centimètres et les pentes peuvent être assez fortes ([Nearing et al., 1997](#)). Le ruissellement ne s'apparente jamais à un film d'eau d'épaisseur uniforme s'écoulant sur un plan. Les rigoles sont des éléments efficaces pour transporter les particules érodées par l'action de la pluie au niveau des zones d'érosion diffuse. Ce lien entre les zones d'érosion diffuse et les rigoles doit être décrit explicitement pour tenir compte correctement de la dynamique des processus d'érosion et de transfert de sédiments sur le versant.

### 2.3.3 Une alternative à la répartition arbitraire des processus

Le modèle RILLGROW2 développé par *Favis-Mortlock et al.* (2000) propose une alternative à cette segmentation géographique des processus d'érosion à l'échelle de la parcelle. Il s'agit d'un modèle distribué qui fonctionne à l'échelle spatiale des gouttes de pluie et de la microtopographie. Le modèle s'appuie sur une grille régulière dont la résolution est de l'ordre du *cm* ou moins. L'érosion est considérée comme un système dynamique qui s'auto-organise tout seul sous l'action de la pluie et du microrelief. Les gouttes de pluie sont réparties aléatoirement dans l'espace. Les variables hydrauliques sont générées à l'aide d'un modèle stochastique. Les taux d'érosion sont calculés à l'aide de ces variables hydrauliques et d'une relation empirique présentée par *Nearing et al.* (1997). Les pertes en sol sont prises en compte et la microtopographie évolue dans le temps. L'érosion crée sa propre surface. L'apparition de chemins préférentiels pour l'écoulement correspond à une probabilité. Cette probabilité augmente avec la longueur de la pente. Les premiers résultats sont encourageants. Ils montrent que le modèle est capable de reproduire la génération des rigoles sur une parcelle. Plus la pente est forte, plus l'écoulement a tendance à se concentrer dans des zones étroites que l'on peut appeler rigoles. Pour une même pente, une forte intensité de pluie conduit à un réseau d'écoulement beaucoup plus dense et ramifié que pour une faible intensité de pluie. Le réseau d'écoulement caractérisant l'apparition des rigoles se développe pour une pente moyenne supérieure à 5%. *Favis-Mortlock et al.* (2000) se demandent jusqu'à quel point leur modèle peut être considéré comme déterministe. Les auteurs appliquent deux fois la même pluie en changeant simplement les caractéristiques de la distribution aléatoire des gouttes de pluie sur la parcelle. Ils obtiennent ainsi deux réalisations statistiques de la même pluie. Ils constatent qu'au-delà de 1000 itérations, les deux simulations donnent des résultats très proches. Les distributions spatiales des écoulements sont presque identiques. Ils en concluent que la composante déterministe de leur modèle augmente avec le nombre d'itérations. Ce modèle constitue un outil très utile pour comprendre le processus de génération des rigoles. Les limites propres à RILLGROW2 portent sur la description des processus. L'infiltration n'est pas représentée. Les vitesses sont calculées aléatoirement. Le dépôt n'est pas décrit.

## 2.3.4 La modélisation à base physique du transport des particules

### 2.3.4.1 L'approche basée sur la suspension

L'approche la plus répandue dans la modélisation de l'érosion consiste à considérer que tous les sédiments sont transportés en suspension dans l'écoulement. L'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension décrit le mouvement des sédiments. Sa formulation pour un écoulement unidimensionnel est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{V}hc)}{\partial y} = E_r \quad (2.3)$$

avec  $c$  la concentration en sédiments en suspension et  $E_r$  le terme source ou puits qui inclue tous les processus qui ajoutent ou enlèvent des sédiments à l'écoulement. L'hypothèse sous-jacente dans l'expression de cette équation est l'approximation de la vitesse des sédiments  $\bar{V}_s$  par la vitesse moyenne de l'écoulement  $\bar{V}$ . Tous les modèles d'érosion mentionnés précédemment à l'exception de RILLGROW2 intègrent l'équation 2.3. Les différences entre ces modèles viennent des expressions du terme  $E_r$ . Ce terme intègre les processus qui ont été décrits au paragraphe 2.3.1. Ces processus sont paramétrés à l'aide de relations à base physique et empirique qui seront présentées plus loin.

### 2.3.4.2 L'approche basée sur la distance de parcours des particules

Certains auteurs ont envisagé le transport sédimentaire sous l'angle de la distance moyenne de parcours des particules. La vitesse moyenne des particules  $\bar{V}_s$  peut être sensiblement différente de la vitesse moyenne de l'écoulement  $\bar{V}$  lorsque la taille des particules devient importante, supérieure à quelques centaines de microns. Il convient donc de s'intéresser au mouvement des particules indépendamment du mouvement du fluide lui-même. [Govers \(1989\)](#) a mesuré dans un canal les vitesses de grains de quartz de taille comprise entre 50 et 1100  $\mu m$ . Ces grains étaient introduits dans l'écoulement individuellement ou par petits groupes si le mouvement d'un grain individuel était trop difficile à suivre à l'oeil nu du fait de sa trop grande vitesse ou de son mouvement irrégulier. L'auteur a essayé de relier la vitesse des grains  $\bar{V}_s$  à la vitesse de cisaillement de l'écoulement  $u_*$ . Il existe une bonne relation entre ces deux grandeurs en général. La relation est linéaire pour les sédiments les plus grossiers (660 et 1100  $\mu m$ ), alors qu'elle est

clairement non-linéaire pour les particules inférieures à  $220 \mu m$ . [Govers \(1989\)](#) explique que cette évolution de la forme de la relation avec la taille des particules est due à la combinaison de deux facteurs. Si on considère le profil vertical de vitesse, la composante longitudinale de vitesse de l'écoulement à la cote  $z = \frac{1}{2}D_s$  dépend du régime de l'écoulement et de la taille du grain  $D_s$ . Pour les particules inférieures à  $220 \mu m$  un changement de mode de transport intervient. Pour de faibles valeurs de la vitesse de cisaillement, ces grains sont transportés près de la surface du fond par roulement et petits bonds. Pour des valeurs plus grandes de la vitesse de cisaillement, les grains sont transportés par saltation voire suspension pour les plus petits rendant alors impossible la mesure de la vitesse des grains. [Abrahams and Atkinson \(1993\)](#) se sont intéressés à l'influence de la concentration en sédiments sur la vitesse de l'écoulement et la vitesse des particules. Ils ont observé qu'une augmentation de la concentration en sédiments se traduit par une diminution de la vitesse de l'écoulement et aussi une diminution de la vitesse des grains. A partir des résultats d'une étude expérimentale [Parsons et al. \(1998\)](#) ont développé une relation exprimant la distance de parcours d'une particule en fonction de sa masse et de l'énergie de l'écoulement et de la pluie :

$$L_{D_s} = 0.525 E_p^{2.35} E_e^{0.981} M_{D_s}^{-1} \quad (2.4)$$

où  $M_{D_s}$  est la masse de la particule de taille  $D_s$  (exprimée ici en  $g$ ),  $L_{D_s}$  est la distance de parcours par unité de temps de la particule de taille  $D_s$  (exprimée ici en  $cm \min^{-1}$ ),  $E_p$  est l'énergie de la pluie ( $J m^{-2} s^{-1}$ ) et  $E_e$  est l'énergie de l'écoulement ( $J m^{-2} s^{-1}$ ). Cette expression a été établie pour des particules de taille supérieure à  $2.88 mm$ , ce qui est très grossier pour du ruissellement. [Parsons and Stromberg \(1998\)](#) notent que les particules de petite taille voyagent beaucoup plus loin que celles de plus grande taille. La distance de parcours diminue fortement quand la taille des particules augmente. [Parsons et al. \(2004\)](#) proposent finalement un modèle conceptuel qui synthétise cette approche. Selon eux, le flux de sédiment pour les particules de taille  $D_s$  dépend du taux d'entraînement et de la distance de parcours :

$$\varphi_{D_s} = E_{D_s} L_{D_s} \quad (2.5)$$

où  $\varphi_{D_s}$  est le flux de sédiment et  $E_{D_s}$  est le taux d'entraînement pour les particules de taille  $D_s$ . Le taux d'érosion s'exprime comme le rapport entre le flux de sédiment et la longueur de la pente. Les auteurs distinguent l'érosion diffuse et l'érosion concentrée. Pour l'érosion diffuse, ils appliquent la relation 2.4. Le flux de sédiment diminue avec la longueur de la pente. Pour l'érosion

concentrée, ils envisagent une autre relation qui décrit l'augmentation du flux de sédiment avec la longueur de la pente.

## 2.4 La présentation du modèle PSEM\_2D

Le développement de PSEM\_2D (Plot Soil Erosion Model 2D) doit contribuer à mieux comprendre l'interaction entre les processus hydrauliques et les processus d'érosion à l'échelle de la parcelle. Le ruissellement est distribué spatialement en fonction du microrelief. Les zones d'érosion diffuse et concentrée ne sont pas distinguées explicitement. Les mêmes processus d'érosion sont impliqués sur toute la surface de la parcelle. La microtopographie et les conditions hydrauliques rendent plus ou moins actifs les processus liés à la pluie ou à l'écoulement. Ces processus sont décrits à l'aide d'équations paramétrées qui ont été sélectionnées dans la littérature pour leur fondement le plus physique possible. Les sédiments sont représentés par une taille unique, diamètre médian. On suppose que les sédiments se déplacent en suspension dans l'écoulement mais leur concentration doit rester faible pour ne pas modifier significativement les propriétés hydrodynamiques de l'écoulement. PSEM\_2D est un outil en constante évolution qui doit permettre de tester plusieurs hypothèses de transport de sédiments, mais aussi toute paramétrisation des processus hydrologiques et d'érosion. Les paramétrisations disponibles dans la littérature ayant été développées le plus souvent pour des modèles à une dimension comprenant une description de l'hydraulique parfois sommaire, PSEM\_2D offre l'occasion de les tester dans un cadre plus déterministe pour voir si elles ont toujours un sens. Le modèle a été présenté dans une publication [Nord and Esteves \(2005\)](#) qui est jointe dans l'annexe [A](#) jointe dans l'annexe. Du fait de sa complexité, il faut s'efforcer d'évaluer les résultats du modèle. [Bennett \(1974\)](#) affirmait que la construction d'un modèle d'érosion viable nécessite qu'autant voire plus d'attention soit consacrée au calage et à la validation du modèle qu'à la formulation et à la résolution des équations mathématiques.

### 2.4.1 Les équations du Barré de Saint-Venant

Le ruissellement est décrit à l'aide des équations de Saint Venant. La formulation de ces équations à deux dimensions est la suivante ([Zhang and Cundy, 1989](#); [Esteves et al., 2000](#)) :

$$\frac{\partial \bar{U}h}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}h}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = R - I(x, y) \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(S_{ox} - S_{fx}) = 0 \quad (2.7)$$

$$\frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} - g(S_{oy} - S_{fy}) = 0 \quad (2.8)$$

où  $\bar{U}$  et  $\bar{V}$  sont les vitesses locales moyennées sur l'épaisseur de la lame d'eau,  $h$  est l'épaisseur de la lame d'eau,  $R$  est l'intensité de la pluie,  $I$  est le taux d'infiltration,  $g$  est l'accélération de la gravité,  $x$  et  $y$  sont les coordonnées spatiales dans le plan et  $t$  est le temps.  $S_{ox}$  et  $S_{fx}$  (respectivement  $S_{oy}$  et  $S_{fy}$ ) sont les pentes du sol et les pentes d'énergie selon les directions  $x$  et  $y$ .

L'équation 2.6 est l'équation de continuité et les équations 2.7 et 2.8 sont les équations de quantité de mouvement dans les deux directions  $x$  et  $y$  du plan horizontal. Les pentes d'énergie sont estimées à l'aide des équations de Darcy-Weisbach développées pour un écoulement permanent et uniforme :

$$S_{fx} = f \frac{\bar{U}}{8gh} \sqrt{\bar{U}^2 + \bar{V}^2} \quad (2.9)$$

$$S_{fy} = f \frac{\bar{V}}{8gh} \sqrt{\bar{U}^2 + \bar{V}^2} \quad (2.10)$$

L'infiltration est calculée avec le modèle Green et Ampt. Le sol peut présenter une croûte de surface. La particularité du modèle est qu'il permet de résoudre les équations hydrodynamiques générales en deux dimensions avec d'une infiltration variable pour des événements pluvieux complexes.

#### 2.4.2 L'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension

L'équation 2.3 est reprise et formulée pour un écoulement à deux dimensions :

$$\frac{\partial (hc)}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{U}hc)}{\partial x} + \frac{\partial (\bar{V}hc)}{\partial y} = \frac{D_{rd\_d} + D_{rd\_rd} + D_{fd\_d} + D_{fd\_e}}{\rho_s} \quad (2.11)$$

Elle est complétée par une équation de conservation de la masse de sédiments non-cohésifs présents dans la couche  $l_d$  à la surface du sol :

$$\frac{\partial(l_d)}{\partial t} = -\frac{1}{\rho_s} (D_{rd\_rd} + D_{fd\_e}) \quad (2.12)$$

où  $c$  est la concentration volumique de sédiments en suspension,  $\rho_s$  la masse volumique des sédiments,  $D_{rd\_d}$  le taux de détachement par l'impact des gouttes de pluie de particules de la matrice de sol cohésive,  $D_{rd\_rd}$  le taux de re-détachement par l'impact des gouttes de pluie de particules de la couche de sédiments non-cohésifs  $l_d$ ,  $D_{fd\_d}$  le taux d'arrachement/dépôt par l'écoulement de particules de la matrice de sol cohésive et  $D_{fd\_e}$  le taux d'entraînement/dépôt par l'écoulement de particules de la couche de sédiments non-cohésifs. Cette description implique que la matrice de sol et les fragments érodés sont représentés par un seul et même diamètre médian. La sélectivité granulométrique qui pourrait découler des processus d'érosion représentés n'est pas prise en compte par le modèle à ce stade. On fait deux hypothèses fortes de modélisation. La première a été évoquée précédemment. On considère que la vitesse moyenne des particules  $\overline{V}_s$  est égale à la vitesse moyenne de l'écoulement  $\overline{V}$ . C'est tout à fait acceptable pour les sédiments fins, de taille inférieure ou égale à celle des limons ( $< 20 \mu m$ ) qui voyagent en suspension quelque soient les conditions hydrauliques. C'est en revanche discutable pour les particules de taille supérieure qui peuvent rouler, glisser ou être en saltation le long de la surface du sol. L'autre hypothèse consiste à dire que la concentration volumique en sédiments doit rester inférieure à 0.1 pour que l'on puisse négliger l'influence de la présence des sédiments sur les propriétés hydrodynamiques de l'écoulement ([Bennett, 1974](#)). Il s'agit d'une hypothèse forte qui doit être vérifiée expérimentalement.

### 2.4.3 Les processus d'érosion représentés dans le modèle

Plusieurs processus d'érosion hydrique sont impliqués dans le modèle afin de représenter le plus fidèlement possible les processus observés expérimentalement et décrits dans le chapitre 1. La figure 2.2 fait la synthèse des processus présents dans PSEM\_2D. Tant que la contrainte de cisaillement de l'écoulement  $\tau$  est inférieure à la contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement  $\tau_c$ , on considère que l'impact des gouttes de pluie contribue à casser les agrégats de la surface du sol et à redistribuer spatialement les sédiments. Cette phase comprend les deux situations que [Kinnell \(1990, 2005\)](#) appelle RD-ST (raindrop detachment and splash transport)



et RD-RIFT (rainfall detachment and rainfall-induced flow transport). RD-ST se produit en l'absence de lame d'eau à la surface du sol et RD-RIFT se manifeste quand la contrainte de cisaillement de l'écoulement est insuffisante pour entraîner les sédiments non-cohésifs appartenant à la couche  $l_d$ . Le modèle ne représente pas explicitement le transport de sédiments par splash ou par RIFT. On suppose que la surface du sol n'évolue pas durant cette phase. La concentration en sédiments reste nulle car l'équation 2.11 n'est pas active. En revanche la désagrégation et la redistribution de la matière associée à l'impact des gouttes de pluie sont prises en compte à travers le remplissage de la couche  $l_d$  qui joue le rôle d'une couche tampon. Cette phase est illustrée par la figure 2.2(a). La couche  $l_d$  a des propriétés de résistance mécanique plus faibles que celles de la matrice de sol. Elle est composée de matériau non-cohésif. Durant cette phase, l'équation 2.12 a une expression légèrement différente :

$$\frac{\partial(l_d)}{\partial t} = \frac{1}{\rho_s} (D_{rd}) \quad (2.13)$$

où  $D_{rd}$  est le taux de désagrégation et de redistribution de sédiments par l'impact des gouttes de pluie.

Quand la contrainte de cisaillement de l'écoulement devient supérieure à la contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement, l'écoulement a une capacité de transport et peut entraîner les sédiments issus de la couche non-cohésive  $l_d$ . Cette phase correspond au phénomène RD-FT (rainfall detachment and flow transport) décrit par [Kinnell \(2005\)](#). Il peut se produire un pic initial de concentration en sédiments si les mécanismes activés durant la période où  $\tau < \tau_c$  ont généré une couche de sédiments non-cohésifs d'épaisseur substantielle. Par conséquent les mécanismes d'érosion dominés par l'action de la pluie ne sont pas négligés mais seulement différés dans le temps. Lorsque tous les sédiments de la couche non-cohésive ont été entraînés par l'écoulement ou mis en mouvement par l'impact des gouttes de pluie, il faut plus d'énergie à l'écoulement pour arracher les sédiments issus de la matrice cohésive. La contrainte de cisaillement à dépasser est appelée contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sédiments de la matrice de sol  $\tau_{sol}$ . Certains auteurs ont essayé de relier cette contrainte  $\tau_{sol}$  à la résistance au cisaillement du sol  $s$  ([Leonard and Richard, 2004](#)) de façon à obtenir un paramètre du modèle directement mesurable in situ. Cette démarche nécessite encore davantage d'études. [Kinnell \(2005\)](#) nomme cette phase FD-FT (flow detachment and flow transport). La figure 2.2(b) illustre les mécanismes impliqués durant cette phase. Dans ces conditions l'équation 2.11 est active et

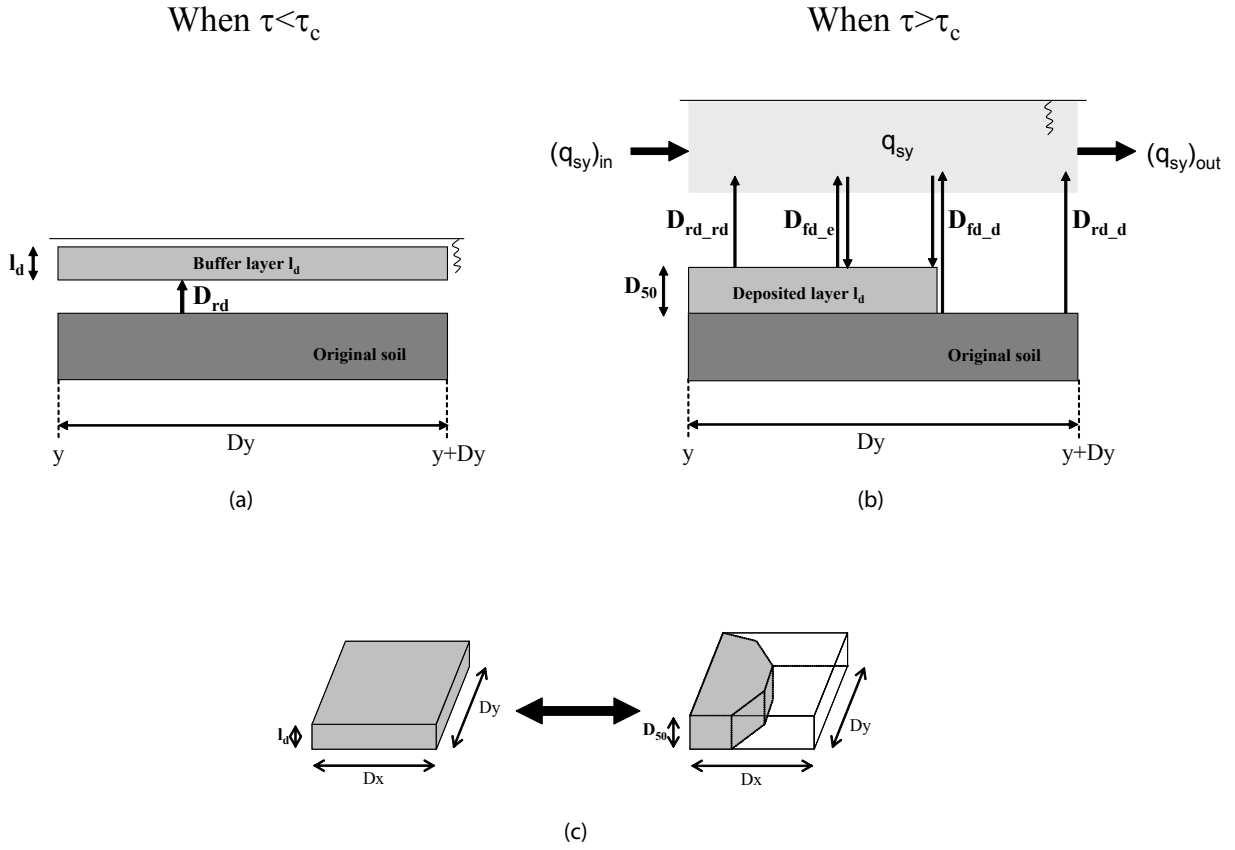


FIG. 2.2: Les processus d'érosion représentés dans PSEM\_2D

l'équation de conservation de la masse de sédiments non-cohésifs de la couche  $l_d$  prend la forme présentée dans l'équation 2.12 dans un cas d'érosion nette ( $D_{fd\_d}$  et  $D_{fd\_e} > 0$ ) et la forme suivante dans un cas de sédimentation ( $D_{fd\_d}$  et  $D_{fd\_e} < 0$ ) :

$$\frac{\partial(l_d)}{\partial t} = -\frac{1}{\rho_s} (D_{rd\_rd} + D_{fd\_e} + D_{fd\_d}) \quad (2.14)$$

La contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} \quad (2.15)$$

avec

$$\tau_i = \rho g h S_{fi} \quad (2.16)$$

où  $\tau_x$  et  $\tau_y$  sont les composantes de  $\tau$  selon les directions  $x$  et  $y$  du plan. L'indice  $i$  indique d'une façon générale que les variables utilisées dans le modèle sont calculées dans les deux directions.

La détermination de la contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond ne prend pas en compte l'impact des gouttes de pluie qui pourrait apporter un surcroît d'énergie. Ceci limite l'action de la pluie dans le modèle.

La contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement  $\tau_c$  est estimée à partir de l'équation 1.36. Le diagramme de Shields présenté à la figure 1.17 est utilisé pour calculer la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle  $Y_{cr}$  appelé aussi paramètre de Shields critique. Dans PSEM\_2D, la contrainte de cisaillement critique a un rôle important car elle définit une limite pour la résolution de l'équation de conservation de la masse des sédiments. Dans la réalité il existe une gamme très étendue de valeurs de  $\tau_c$  car  $\tau_c$  dépend de la taille et de la densité des particules mais aussi du régime hydraulique à travers  $Y_{cr}$ . L'inconvénient d'utiliser une seule classe de taille de particules est que l'on restreint énormément les conditions de mise en mouvement des particules et la coïncidence des processus. En effet plusieurs processus devraient se passer simultanément en un même point en fonction de la taille des particules présentes. Une particule de petite taille pourrait être entraînée par l'écoulement car la contrainte de cisaillement de l'écoulement dépasserait sa contrainte critique pour l'entraînement tandis qu'une particule de plus grande taille serait soumise aux mécanismes décrits par la figure 2.2(a). Il est important de garder cette limite en tête.

#### 2.4.4 Le modèle de détachement par la pluie

Plusieurs modèles ont été développés pour calculer le taux de détachement de particules par la pluie. On citera pour exemple les modèles de *Li (1979)*; *Foster (1982)*; *Gilley and Finkner (1985)*; *Sharma et al. (1993)*. Dans cette étude, le modèle linéaire proposé par *Li (1979)* a été sélectionné :

$$D_{rd\_d} = \alpha R^p \left(1 - \frac{h}{z_m}\right) (1 - \epsilon) \quad (2.17)$$

$$D_{rd\_rd} = \alpha_d R^p \left(1 - \frac{h}{z_m}\right) \epsilon \quad (2.18)$$

avec

$$z_m = 3 (2.23 R^{0.182}) \quad (2.19)$$

où  $z_m$  est la profondeur maximale de pénétration des gouttes de pluie dans l'écoulement,  $\alpha$  le coefficient d'érodibilité de la matrice de sol vis à vis du splash,  $\alpha_d$  le coefficient d'érodibilité de la couche de sédiments non-cohésifs vis à vis du splash,  $R$  l'intensité de la pluie et  $p$  un exposant.

Des valeurs de flux de mise en mouvement par l'impact des gouttes de pluie ont été données dans la partie 1.1.2 pour différents types de sols. Ces valeurs peuvent être appliquées au paramètre  $\alpha$  si on prend l'exposant  $p$  égal à 1.0 pour avoir un modèle linéaire fonction de l'intensité de la pluie. *Sharma et al.* (1993) ont démontré l'intérêt d'utiliser un modèle linéaire. *Proffitt et al.* (1991) et *Misra and Rose* (1995) ont montré que  $\alpha_d$  était approximativement deux ordres de grandeur plus grand que  $\alpha$ . Ce résultat traduit la plus faible résistance au cisaillement de la couche de sédiments non-cohésifs. Le troisième terme dans la partie droite des équations 2.17 et 2.18 représente l'amortissement de l'effet de l'impact des gouttes de pluie lorsque l'épaisseur de la lame d'eau augmente.

Pour chaque maille de la grille,  $\epsilon$  est conceptualisé comme étant le pourcentage de la maille recouverte par la couche de sédiments non-cohésifs d'épaisseur le diamètre médian des grains  $D_{50}$ . Le volume de cette couche est égal au volume de la couche répartie sur l'ensemble de la maille et d'épaisseur  $l_d$  comme le montre la figure 2.2(c).  $\epsilon$  est donc calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$\epsilon = \frac{l_d}{D_{50}} \quad (2.20)$$

Quand  $\epsilon = 0$ , les deux seuls processus impliqués sont le détachement par l'impact des gouttes de pluie et l'arrachement par l'écoulement de particules de la matrice de sol cohésive. Par opposition, quand  $\epsilon = 1$ , les deux seuls processus impliqués sont le re-détachement par l'impact des gouttes de pluie et l'entraînement par l'écoulement de particules de la couche de sédiments non-cohésifs. Dans la majorité des cas,  $0 < \epsilon < 1$  et les quatre processus mentionnés sont actifs.

Un modèle similaire est utilisé pour exprimer le taux de désagrégation et de redistribution de sédiments par l'impact des gouttes de pluie durant la phase où  $\tau < \tau_c$  :

$$D_{rd} = \alpha R^p \left( 1 - \frac{h + l_d}{z_m} \right) \quad (2.21)$$

### 2.4.5 Le modèle d'arrachement/entraînement/dépôt par l'écoulement

Dans la version de PSEM\_2D présentée dans la publication [Nord and Esteves \(2005\)](#), on avait appliqué le modèle d'arrachement/dépôt initialement proposé par [Foster \(1982\)](#) et modifié ultérieurement par [Foster et al. \(1995\)](#) pour intégrer le modèle WEPP. Ce modèle réalise un couplage du premier ordre entre le terme d'arrachement des particules et la capacité de transport en sédiments de l'écoulement. Ce modèle est discontinu car il distingue explicitement les cas de l'érosion 'nette' et du dépôt. Il nécessite deux expressions différentes pour ces deux situations. [Hairsine and Rose \(1992a,b\)](#) ont proposé un modèle alternatif utilisant une formulation unique et considérant le dépôt comme un processus permanent et simultané avec l'arrachement. La concentration en sédiment est le résultat de l'équilibre entre ces deux mécanismes. Ces deux approches qui ont été implémentées dans PSEM\_2D sont présentées ci-dessous.

#### 2.4.5.1 Le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement et de transport

Ce modèle implique le concept de capacité de transport. Quand le débit solide unitaire  $q_s$  est inférieur à la capacité de transport de l'écoulement  $T_c$ , les taux d'arrachement et d'entraînement par l'écoulement sont calculés à l'aide des expressions suivantes ([Foster et al., 1995](#)) :

$$D_{fd\_d} = K_r (\tau - \tau_{sol}) \left(1 - \frac{q_s}{T_c}\right) (1 - \epsilon) \quad (2.22)$$

$$D_{fd\_e} = K_r (\tau - \tau_c) \left(1 - \frac{q_s}{T_c}\right) \epsilon \quad (2.23)$$

où  $K_r$  est le paramètre d'érodibilité du sol à l'écoulement. Le débit solide unitaire est le produit du débit liquide unitaire dans la direction de l'écoulement par la concentration en sédiments en suspension :

$$q_s = qc \quad (2.24)$$

avec

$$q = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{(\bar{U}h)^2 + (\bar{V}h)^2} \quad (2.25)$$

où  $q_x$  et  $q_y$  sont les composantes du débit liquide unitaire  $q$  selon les directions  $x$  et  $y$  du plan.

Quand le débit solide unitaire est plus grand que la capacité de transport, une autre formulation est nécessaire pour calculer les taux de dépôt :

$$D_{fd\_d} = \frac{\Phi V_s}{q} (T_c - q_s) (1 - \epsilon) \quad (2.26)$$

$$D_{fd\_e} = \frac{\Phi V_s}{q} (T_c - q_s) \epsilon \quad (2.27)$$

où  $V_s$  est la vitesse de chute des particules de taille le diamètre médian  $D_{50}$  et  $\Phi$  est un paramètre compris entre 0 et 1 qui indique le degré d'homogénéité du profil vertical de concentration dans la lame d'eau.  $\Phi$  vaut 1 si le profil est homogène et tend vers 0 si le profil est très stratifié, ce qui correspondrait à du charriage. *Foster et al.* (1995) définissent  $\Phi$  comme le degré de turbulence induit par l'action de l'impact des gouttes de pluie. Ils proposent d'utiliser  $\Phi = 0.5$ . Cependant *Cochrane and Flanagan* (2001) ont utilisé des données expérimentales pour constater que  $\Phi$  était plutôt compris entre 0.02 et 0.2. Le rôle de ce coefficient et d'une façon plus générale la paramétrisation du mécanisme de dépôt sont largement méconnus. Des études approfondies alliant modélisation et expérimentation sont nécessaires pour améliorer la compréhension de ce processus.  $V_s$  est estimée à partir de la formule de *Soulsby* (1997) (1.64) présentée dans le paragraphe 1.3.2.3. Il s'agit d'une formule développée pour les sédiments non-cohésifs qui couvre l'ensemble des régimes et qui tient compte de l'effet de la concentration en sédiments dans un fluide au repos. Ce choix est tout à fait arbitraire. Il doit être révisé à la lumière des nouvelles études sur le sujet, notamment au niveau des vitesses de chute de matériaux cohésifs en groupe dans un écoulement de faible épaisseur.

Ce modèle discontinu requière la formulation d'une capacité de transport de particules. Dans la publication (*Nord and Esteves*, 2005) qui présente PSEM\_2D, on a adopté l'équation proposée par *Foster* (1982) et reprise dans WEPP qui est fonction de la contrainte de cisaillement de l'écoulement :

$$T_c = \eta(\tau - \tau_c)^{k_t} \quad (2.28)$$

où  $\eta$  est le coefficient d'efficacité du transport de sédiments, et  $k_t$  est un exposant.

Quand  $\tau < \tau_c$ , la capacité de transport  $T_c$  est nulle. L'exposant  $k_t$  est pris égal à 1.5 d'après les travaux de *Finkner et al.* (1989). Cette valeur est issue des nombreuses études expérimentales

sur le charriage qui ont tenté de relier la contrainte de cisaillement de l'écoulement au débit solide. D'autres formules de capacité de transport fonction d'autres variables hydrauliques ont été implémentées dans PSEM\_2D avec la possibilité de choisir celle qu'on souhaite utiliser. Leurs expressions seront données dans le chapitre 4.

Ce modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement et de transport a été critiqué par certains auteurs (*Huang et al.*, 1996, 1999). Une autre version de PSEM\_2D a été développée intégrant une approche inspirée des travaux de *Hairsine and Rose* (1992a,b) afin de pouvoir tester chaque modèle et les évaluer dans des conditions appropriées. En hydraulique de rivière, le même débat a lieu pour savoir laquelle des deux approches continue ou discontinue est la plus adéquate pour représenter le mécanisme de sédimentation (*Piedra-Cueva*, 1996).

#### 2.4.5.2 Le modèle de dépôt continu

Cette approche semble trouver son origine en hydraulique de rivière. L'équation décrivant le profil de concentration dans l'épaisseur de l'écoulement a été présentée précédemment (1.54). Le premier terme de cette équation exprime le taux de chute des particules dû à la gravité. C'est effectivement ce terme qui est utilisé par *Croley* (1982) et par *Rose et al.* (1983); *Hairsine and Rose* (1991, 1992a) pour calculer le taux de dépôt :

$$d = V_s c \rho \Phi \quad (2.29)$$

où  $d$  est le taux de sédimentation.

La définition de  $\Phi$  donnée auparavant est toujours valable. Elle était en fait la synthèse des interprétations de *Foster et al.* (1995) et de *Croley* (1982). Ce dernier considère que  $\Phi$  est le rapport entre la concentration en sédiments près du fond et la concentration en sédiments moyennée sur l'épaisseur de la lame d'eau. *Rose et al.* (1983) indique que la valeur de  $\Phi$  doit être déterminée expérimentalement avec la technique du tube à fond amovible.

Il est important de souligner que, de par sa définition, cette approche s'applique spécifiquement aux particules transportées en suspension dans l'écoulement. On remet en question de son utilisation pour des particules grossières dont le taux de sédimentation et le taux d'arrachement sont du même ordre de grandeur du fait de la valeur élevée de la vitesse de chute. Les particules grossières sont transportées par roulement, glissement voire saltation. Elles s'appuient sur la

surface du sol pour avancer et ne sont pas portées par la turbulence de l'écoulement ([Bagnold, 1966](#)). En théorie, il serait préférable d'utiliser cette approche quand  $\frac{u_*}{V_s} > 1$  (nombre de Rouse).

On aurait pu utiliser les expressions proposées par [Hairsine and Rose \(1992a\)](#) pour les termes d'arrachement mais les paramètres d'érodibilité ont des significations physiques différentes. Par conséquent, afin de faciliter la comparaison entre les deux approches, on a décidé d'exprimer les taux d'arrachement en s'inspirant des formulations [2.22](#) et [2.23](#), c'est-à-dire en fonction de la contrainte de cisaillement de l'écoulement et d'un coefficient d'érodibilité :

$$D_{c\_d} = K_{r\_cd} (\tau - \tau_{sol}) (1 - \epsilon) \quad (2.30)$$

$$D_{c\_e} = K_{r\_cd} (\tau - \tau_{sol}) \epsilon \quad (2.31)$$

où  $D_{c\_d}$  est le le taux d'arrachement par l'écoulement de particules de la matrice de sol cohésive,  $D_{c\_e}$  le taux d'entraînement par l'écoulement de particules de la couche de sédiments non-cohésifs et  $K_{r\_cd}$  le paramètre d'érodibilité du sol à l'écoulement.

Lorsqu'on applique ce modèle de dépôt continu, les termes de droite de l'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension changent par rapport à l'expression [2.11](#) :

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{U}hc)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{V}hc)}{\partial y} = \frac{D_{rd\_d} + D_{rd\_rd} + D_{c\_d} + D_{c\_e} - d}{\rho_s} \quad (2.32)$$

L'avantage de cette approche est qu'elle ne fait pas appel à la formulation d'une capacité de transport. Cela limite la paramétrisation. La concentration en sédiment résulte de l'équilibre entre les taux de mises en mouvement de particules par la pluie et l'écoulement et le taux de dépôt. Le problème est que la concentration en sédiment devient non bornée lorsque la vitesse de chute très faible pour les particules de très petite taille.



## 2.5 Le couplage hydraulique-érosion : les méthodes numériques

### 2.5.1 La procédure de résolution et le schéma numérique

Les équations de l'hydraulique (2.6 à 2.8) et de l'érosion (2.11 ou 2.32) sont résolues indépendamment à chaque pas de temps car on fait l'hypothèse que les concentrations en sédiments sont suffisamment faibles pour ne pas affecter significativement les propriétés hydrodynamiques de l'écoulement (*Bennett, 1974*). La concentration volumique en particules doit rester inférieure à 0.1. *Julien (1998)* définit la limite entre les écoulements faiblement chargés et les écoulements hyperconcentrés à une concentration volumique de 0.05. La limite la plus juste doit être définie expérimentalement. Dans ces conditions, la masse volumique et la viscosité moléculaire cinématique de la mixture composée d'eau et de sédiments (respectivement  $\rho_m$  et  $\nu_m$ ) sont supposées approximativement égales à la masse volumique et la viscosité moléculaire cinématique de l'eau non chargée (respectivement  $\rho$  et  $\nu$ ). Le couplage numérique entre le modèle de ruissellement et le modèle d'érosion est assuré par le calcul de l'altitude de la surface du sol en chaque nœud de la grille et à chaque pas de temps en fonction des taux d'érosion et de dépôt estimés. Les pentes sont également remises à jour à chaque pas de temps. La solution numérique proposée permet de simuler des conditions transitoires d'écoulement et de flux de sédiments sur une surface avec microtopographie complexe.

On utilise la méthode des différences finies pour résoudre le système d'équations. Les équations de Saint Venant sont résolues avec le schéma de MacCormack (*MacCormack, 1969*), un schéma explicite du second ordre. Ce schéma se déroule en deux étapes appelées 'prédicteur' et 'correcteur'. Il fournit une précision du second ordre pour les dérivées spatiales et temporelles sans avoir besoin de calculer les dérivées temporelles du second ordre. L'application de ce schéma à la résolution des équations de Saint Venant a été décrite par *Esteves et al. (2000)*.

La difficulté propre à cette étude vient du fait que les équations de l'hydraulique (2.6 à 2.8) et l'équation de conservation de la masse des sédiments (2.11 ou 2.32) sont résolues indépendamment à chaque pas de temps en utilisant la même grille d'espace et de manière totalement indépendante. Il a donc fallu associer deux schémas explicites qui soient compatibles, qui évitent les instabilités et qui garantissent les bons bilans de masse. Des schémas apportant une précision du second ordre tels que le schéma de MacCormack ou le schéma de Lax-Wendroff présenté par *Anderson et al. (1984)* ont été essayés pour l'équation de conservation de la masse des sédiments mais

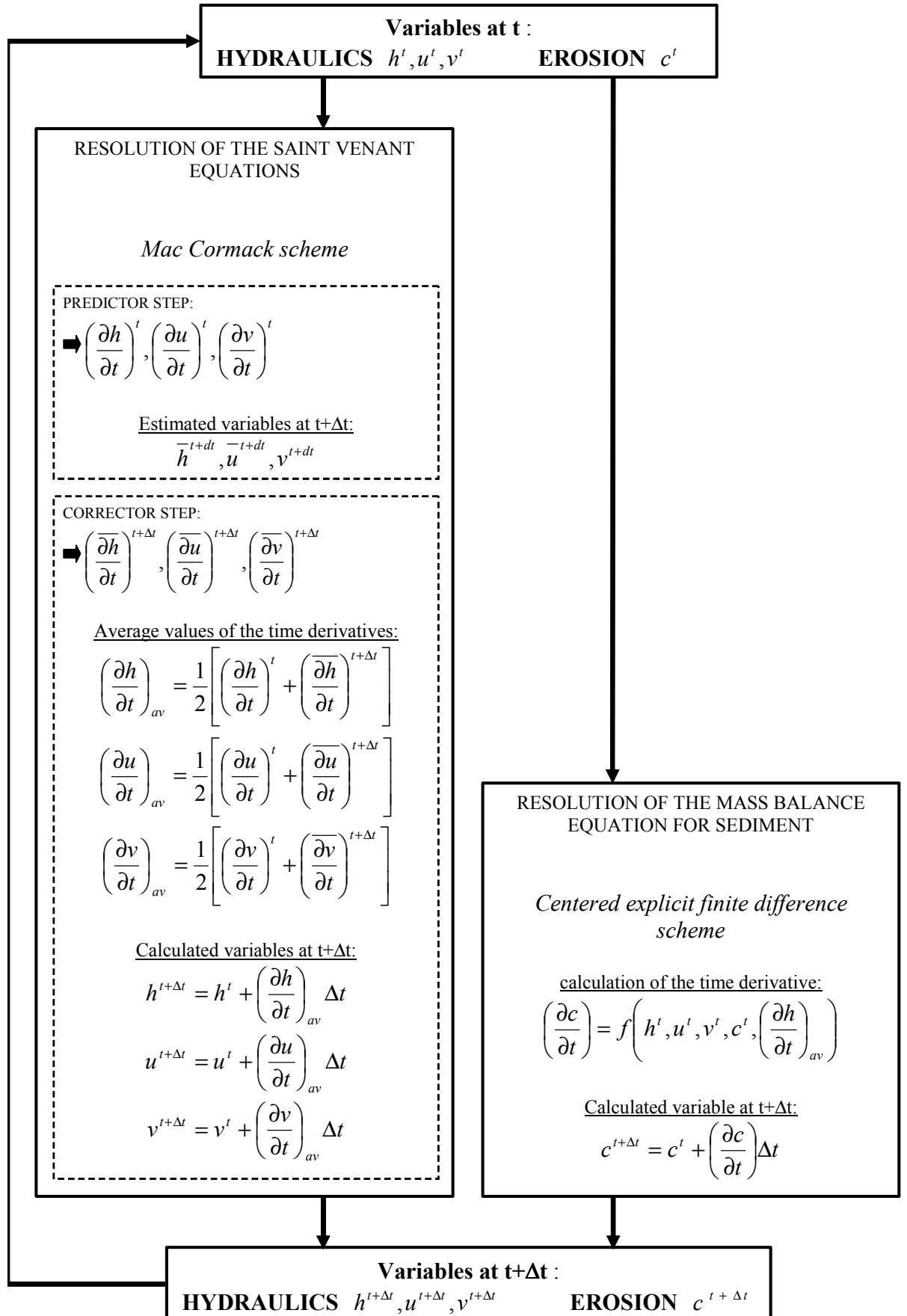


FIG. 2.3: Procédure utilisée dans PSEM\_2D par [Nord and Esteves \(2005\)](#) pour résoudre les équations de Saint venant et l'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension

n'ont pas donné de bons résultats. C'est en se ramenant à un schéma simple, le schéma centré donnant une précision du second ordre pour les dérivées spatiales et du premier ordre pour les dérivées temporelles qu'on est parvenu à obtenir une solution satisfaisante (*Nord and Esteves, 2005*). L'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension (2.11 ou 2.32) est résolue dans un second temps après avoir obtenu les variables de l'hydraulique au temps  $(t + \Delta t)$  comme l'illustre le schéma 2.3. La concentration au temps  $(t + \Delta t)$  est calculée en utilisant les variables de l'hydraulique  $h$ ,  $\bar{U}$ ,  $\bar{V}$  et la concentration  $c$  au temps  $t$  :

$$\bar{c}_{i,j}^{t+\Delta t} = c_{i,j}^t + \left( \frac{\partial c_{i,j}}{\partial t} \right)^t \Delta t \quad (2.33)$$

et

$$\begin{aligned} \left( \frac{\partial c_{i,j}}{\partial t} \right)^t = \frac{1}{h_{i,j}^t} & \left[ c_{i,j}^t \left( \left( \frac{\partial h_{i,j}}{\partial t} \right)_{av} + \frac{(q_x)_{i+1,j}^t - (q_x)_{i-1,j}^t}{2\Delta x} + \frac{(q_y)_{i,j+1}^t - (q_y)_{i,j-1}^t}{2\Delta y} \right) \right. \\ & - \frac{1}{h_{i,j}^t} \left[ (q_x)_{i,j}^t \frac{c_{i+1,j}^t - c_{i-1,j}^t}{2\Delta x} + (q_y)_{i,j}^t \frac{c_{i,j+1}^t - c_{i,j-1}^t}{2\Delta y} \right] \\ & \left. + \frac{1}{h_{i,j}^t} \left[ \frac{(D_{rd\_d})_{i,j}^t + (D_{rd\_rd})_{i,j}^t + (D_{fd\_d})_{i,j}^t + (D_{fd\_e})_{i,j}^t}{\rho_s} \right] \right] \end{aligned} \quad (2.34)$$

Le schéma centré s'est révélé instable pour certaines paramétrisations de processus de l'érosion sur des surfaces planes notamment. Le schéma centré diffusif présenté par (*Liggett and Cunge, 1975*) nous a permis de supprimer ces problèmes d'instabilité :

$$\left( \frac{\partial c_{i,j}}{\partial t} \right)^t = \frac{\bar{c}_{i,j}^{t+\Delta t} - \left[ \Theta c_{i,j}^t + \frac{1-\Theta}{2} (c_{i,j-1}^t + c_{i,j+1}^t) \right]}{\Delta t} \quad (2.35)$$

d'où

$$\bar{c}_{i,j}^{t+\Delta t} = \Delta t \left( \frac{\partial c_{i,j}}{\partial t} \right)^t + \left[ \Theta c_{i,j}^t + \frac{1-\Theta}{2} (c_{i,j-1}^t + c_{i,j+1}^t) \right] \quad (2.36)$$

$\left( \frac{\partial c_{i,j}}{\partial t} \right)^t$  est calculée avec l'expression 2.34.  $\Theta$  est un paramètre numérique qui permet de décentrer spatialement le calcul de  $\left( \frac{\partial c_{i,j}}{\partial t} \right)^t$  en prenant appui sur les noeuds voisins. Quand  $\Theta = 1$ , on se ramène au schéma centré précédent qui peut être instable. Quand  $\Theta = 0$ , il s'agit du schéma diffusif pur. Nos problèmes d'instabilités sont levés en décentrant très légèrement le schéma, c'est-à-dire en prenant  $\Theta = 0.999$ . Si on prend une valeur de  $\Theta$  inférieure à  $\Theta = 0.9$ , le schéma devient trop diffusif et les bilans de masse sont mauvais alors que le champ de concentrations devient plus homogène et moins accidenté.

La distribution de l'écoulement sur une surface au microrelief complexe est marquée par des zones sèches et des zones inondées. La transition entre ces deux types de zone est source de problème de redistribution de la matière. La fonction numérique proposée par [Esteves et al. \(2000\)](#) pour redistribuer la matière en cas de lame d'eau négative a été utilisée à nouveau dans les cas singuliers où le modèle fournit une concentration négative. Les seuils d'érosion liés à  $\tau_c$  et  $\tau_{sol}$  sont également source d'irrégularités spatiales dans le calcul de la concentration. L'équation 2.34 n'est pas résolue quand la contrainte de cisaillement de l'écoulement est inférieure à  $\tau_c$ .  $\tau_{sol}$  introduit un seuil encore plus marqué. Pour une surface avec microrelief, les zones où la contrainte de cisaillement de l'écoulement dépasse  $\tau_{sol}$  sont souvent d'extension limitée. Ces seuils amplifient l'allure accidentée du champ de concentration sur une surface à microtopographie complexe. Malgré toutes ces sources de problème, le schéma centré diffusif s'avère stable et efficace. Il va de soit que cette solution numérique est une première tentative de couplage des équations de Saint Venant et des équations de l'érosion pour un écoulement sur une topographie complexe. Des améliorations futures sont souhaitables. On pourrait essayer notamment de travailler avec des grilles d'espace différentes pour l'hydraulique et l'érosion. On pourrait aussi résoudre ces équations en utilisant une autre méthode numérique telles que les volumes finies ou les éléments discrets. On pourrait tenter de résoudre les équations de Saint Venant et l'équation de conservation de la masse de sédiments en suspension de façon réellement couplée au niveau du pas de temps.

En plus de la résolution des équations (2.6 à 2.8) et (2.11 ou 2.32), on détermine la variation de l'épaisseur de la couche de sédiments non-cohésifs  $l_d$  à l'aide des équations 2.12, 2.13 ou 2.14. La dernière étape effectuée à chaque pas de temps consiste à ré-estimer les altitudes de la surface du sol pour tenir compte des évolutions topographiques dues aux mécanisme d'érosion et de dépôt :

$$\bar{z}_{i,j}^{t+\Delta t} = z_{i,j}^t - \frac{(D_{rd\_d})_{i,j}^t + (D_{rd\_rd})_{i,j}^t + (D_{fd\_d})_{i,j}^t + (D_{fd\_e})_{i,j}^t}{\sqrt{1 - ((S_{ox})_{i,j}^t)^2} \sqrt{1 - ((S_{oy})_{i,j}^t)^2}} \frac{\Delta t}{\rho_s} \quad (2.37)$$

Les termes  $\sqrt{1 - ((S_{ox})_{i,j}^t)^2}$  et  $\sqrt{1 - ((S_{oy})_{i,j}^t)^2}$  indiquent que l'on utilise les projections de  $l_d$  sur l'axe des  $z$  qui est l'axe perpendiculaire au plan horizontal. Les pentes dans les directions  $x$  et  $y$  sont re-calculées après les altitudes pour que les changements de la topographie se répercutent sur les variables de l'hydraulique.

### 2.5.2 Les conditions initiales et aux limites

Les conditions initiales et aux limites dépendent des expériences que l'on veut simuler avec le modèle. Dans la publication décrivant les résultats d'une première évaluation de PSEM\_2D ([Nord and Esteves, 2005](#)), on représentait des parcelles rectangulaires avec trois parois non poreuses sur les côtés et à l'amont et une frontière ouverte à l'exutoire. On utilisait une grille d'espace uniforme sur tout le domaine physique et on ajoutait deux colonnes et une ligne parallèlement au contour, à l'extérieur du domaine physique, pour représenter les parois non poreuses comme le montre la figure 2.4. [Esteves et al. \(2000\)](#) ont expliqué les avantages de ces mailles virtuelles pour la résolution numérique. Les épaisseurs des lames d'eau des mailles fictives sont égales à celles des mailles situées à l'intérieur du domaine physique, symétriques par rapport au contour physique. Les vitesses de l'écoulement des cellules fictives sont nulles dans les deux directions. Pour le contour du domaine physique, les vitesses d'écoulement dans la direction  $x$  sont nulles le long des frontières latérales ([Esteves et al., 2000](#)).

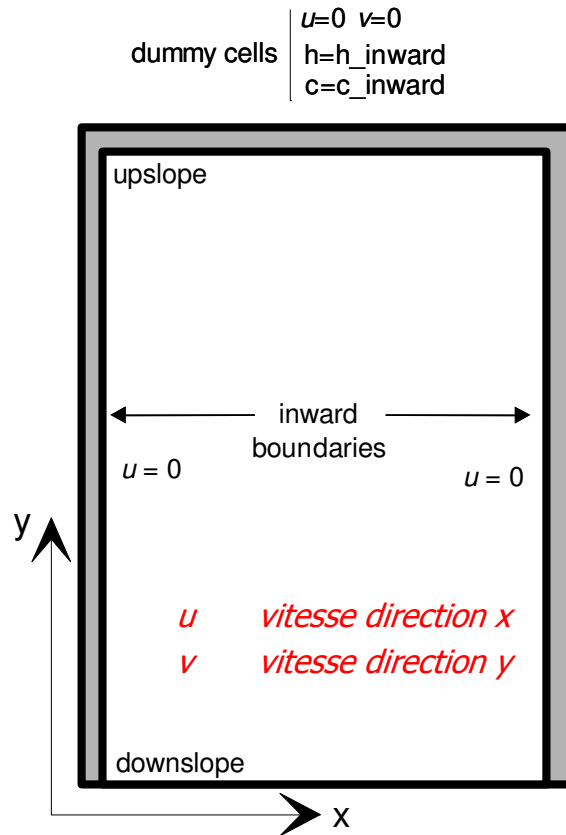


FIG. 2.4: Les conditions aux limites dans PSEM\_2D pour une parcelle rectangulaire avec trois parois non poreuses sur les côtés et à l'amont et une frontière ouverte à l'exutoire

Les concentrations des cellules fictives sont fixées égales à celles des mailles situées à l'intérieur du domaine physique, symétriques par rapport au contour physique. Cette condition signifie qu'il n'y a pas d'entrée de matière venant de l'extérieur de la parcelle. En terme de concentration, il n'y a pas de condition spécifique aux frontières latérales au amont du contour physique. Comme les épaisseurs d'eau et les vitesses ne sont pas connues à l'exutoire, on a recours à un traitement particulier pour cette limite. Les équations (2.6 à 2.8) et (2.11 ou 2.32) sont résolues en utilisant des différences finies à un pas d'espace en direction de l'intérieur du domaine qui apportent une précision du premier ordre sur les dérivées spatiales. On fait ainsi l'hypothèse que l'écoulement est toujours supercritique au niveau de la limite aval. Cette condition donne des résultats satisfaisants mais dans l'absolu, comme le rappelle [Zhang \(1990\)](#), ce traitement devrait être appliqué seulement quand l'écoulement est supercritique au niveau de la maille amont précédente. Dans le cas où l'écoulement est subcritique au niveau de la maille amont précédente, il conviendrait de calculer l'épaisseur de la lame d'eau critique sur la limite aval :

$$h_{aval} = h_c = \left( \frac{q_x^2 + q_y^2}{g} \right)^{1/3} \quad (2.38)$$

Les conditions initiales sont simples dans le cas d'une simulation de pluie commençant sur une surface sèche. Les épaisseurs d'eau, les vitesses et les concentrations sont nulles sur toute la surface. Le modèle offre la possibilité d'introduire une couche initiale de sédiments non-cohésifs  $l_{d\_initial}$  pour représenter l'effet des évènements pluvieux précédents sur l'état de surface.

PSEM\_2D a été modifié par la suite pour tenir compte d'une injection de débits liquide et solide à l'amont de la parcelle. Dans ce cas, on ne fait pas appel aux mailles fictives à l'amont de la parcelle et on impose les conditions suivantes à la frontière amont du contour physique :

$$\bar{U}_{amont} = 0 \quad (2.39)$$

$$\bar{V}_{amont} = \frac{q_{in}}{h_{amont}} \quad (2.40)$$

$$h_{amont} = \left( \frac{q_{in}^2 f}{h g S_{oy}} \right)^{1/3} \quad (2.41)$$

$$c_{amont} = \frac{q_{s\_in}}{\rho_s q_{in}} \quad (2.42)$$

où  $q_{in}$  est le débit liquide unitaire injecté et  $q_{s\_in}$  le débit solide unitaire injecté.

L'ensemble de ces conditions aux limites et initiales nous permettent de simuler une grande variété de cas de ruissellement et d'érosion sur les versants.

## 2.6 Les premières évaluations du modèle

A ce jour, le modèle a été évalué dans une gamme limitée de conditions. Certaines études ont porté spécifiquement sur la validation de l'hydraulique tandis que d'autres se sont intéressées à l'hydraulique et l'érosion.

### 2.6.1 Paramètres d'entrées nécessaires au modèle

Le tableau 2.1 donne la liste des paramètres d'entrée nécessaires à PSEM\_2D. Les paramètres liés à l'hydrologie sont entrés de façon distribuée alors que les paramètres liés à l'érosion ont des valeurs uniformes sur l'ensemble de la surface. Il serait envisageable d'entrer les paramètres liés à l'érosion de manière distribuée mais cela n'a pas été fait à ce jour car cela compliquerait considérablement l'analyse des résultats du modèle.

Paramètre	Unité	Format	Commentaire
<b>TOPOGRAPHIE</b>			
$S_{ox}$	-	distribué	
$S_{oy}$	-	distribué	
$z$	$m$	distribué	
<b>HYDROLOGIE</b>			
type de sol	-	distribué	
succion capillaire au front, $h_f$	$m$	distribué	
déficit de saturation en eau du sol, $\theta_s - \theta_i$	-	distribué	
conductivité hydraulique à saturation, $K_s$	$m\ s^{-1}$	distribué	
$f$	-	distribué	
<b>EROSION</b>			
$\rho$	$kg\ m^{-3}$	global	fonction de la température
$\rho_s$	$kg\ m^{-3}$	global	
$D_{50}$	$m$	global	exposant modèle de pluie (=1 ici)
$p$	-	global	
$temp$	$^{\circ}C$	global	
$\tau_{sol}$	$Pa$	global	
$K_r$	$s\ m^{-1}$	global	
$\Phi$	-	global	
$l_{d\_initial}$	$m$	global	
$\Theta$	-	global	
choix de la formule de capacité de transport	-	global	

TAB. 2.1: Paramètres d'entrée de PSEM\_2D et format exigé

Pour effectuer une simulation numérique, il faut aussi définir les caractéristiques de la pluie et du débit injecté à l'amont de la surface. Selon la formule de capacité de transport de sédiments choisie, il faut éventuellement entrer des paramètres complémentaires. Par exemple, quand la formule de [Foster \(1982\)](#) est utilisée, il faut inclure les paramètres  $k$  (exposant pris égal à 1.5 dans [Nord and Esteves \(2005\)](#)) et  $\eta$ . En revanche pour les quatre formules de capacité de transport qui seront exposées dans le chapitre 4 aucun paramètre d'entrée supplémentaire n'est nécessaire.

### 2.6.2 Validation de l'hydraulique

L'un des points forts de PSEM\_2D est sa description de l'hydraulique grâce à la résolution du système complet des équations de Saint Venant à deux dimensions. Cette approche permet de représenter des écoulements distribués sur une surface avec microrelief complexe. Le ruissellement peut prendre des formes variées sur une même parcelle allant de l'écoulement diffus de moins d'un millimètre d'épaisseur à l'écoulement concentré de quelques centimètres d'épaisseur. Le point faible de PSEM\_2D provient de la représentation du mécanisme d'infiltration. Le modèle de Green et Ampt a été utilisé jusqu'à présent. On a la possibilité d'introduire une croûte de surface avec des caractéristiques d'infiltration différentes de celles de la matrice de sol. Les limites du modèle de Green et Ampt sont reconnues et prises en considération. L'utilisation d'un tel modèle pour des sols argileux est sujette à caution par exemple. Nous avons choisi arbitrairement de ne pas approfondir l'étude de la modélisation de l'infiltration dans cette thèse pour nous concentrer sur la modélisation du couplage du ruissellement et de l'érosion.

Le modèle de ruissellement a connu une première évaluation par [Esteves et al. \(2000\)](#). Ces auteurs ont comparé les résultats du modèle à des données expérimentales. Le modèle a montré ses capacités à reproduire des hydrogrammes à l'exutoire de parcelles à microtopographie complexe et à gérer la distribution spatiale du ruissellement entre zones surélevées et non mouillées et zones en creux où l'écoulement s'accumule. En revanche cette évaluation a été partielle dans la mesure où elle n'a pas permis de tester les variables de l'hydrauliques en différents points de la parcelle. Une telle validation qualifiée de distribuée est indispensable pour un modèle complexe ([Grayson and Blöschl, 2000](#)). [Tatard \(2005\)](#) a utilisé des données distribuées de vitesse mesurées sur une parcelle de sable de  $40\text{ m}^2$  soumise à des simulations de pluie pour tester PSEM\_2D et deux autres modèles distribués ([Favis-Mortlock et al., 2000](#); [Parsons et al., 2004](#)). Les mesures de vitesse locale ont été obtenues en appliquant une méthode développée par [Planchon et al. \(2005\)](#).



L'étude a montré que PSEM\_2D est le modèle qui parvient le mieux à reproduire le champ de vitesses distribuées. *Tatard et al.* (2006) ont remarqué que les meilleurs résultats sont obtenus quand on affecte deux valeurs différentes de coefficient de frottement de Darcy-Weisbach : une faible valeur dans les rigoles et une valeur plus importante dans les régions d'écoulement diffus. Ce résultat a été observé par ailleurs (*Gilley et al.*, 1992). Les données expérimentales permettant d'évaluer les modèles de ruissellement et d'érosion dans des conditions distribuées font défaut à ce jour. Elles sont pourtant indispensables pour pouvoir bénéficier de la description plus complexe des processus qu'offrent ce type de modèles et avancer dans la compréhension des mécanismes physiques. Les études de *Esteves et al.* (2000) et *Tatard et al.* (2006) ont montré que si on dispose de données observées suffisantes telles que les hydrogrammes à l'exutoire et éventuellement les vitesses locales pour caler et évaluer PSEM\_2D, on peut être raisonnablement confiant avec les résultats du modèle PSEM\_2D permet de reproduire la dynamique spatiale et temporelle de l'écoulement dont on a besoin pour entreprendre l'étude de l'érosion.

Les améliorations qui peuvent être apportées à PSEM\_2D quant à la description de l'hydrologie portent avant tout sur le mécanisme d'infiltration et la détermination des coefficients de frottement. Les études de *Gilley et al.* (1992); *Lawrence* (1997); *Nearing et al.* (1997); *Gimenez* (2003); *Tatard* (2005) ont montré que le coefficient de frottement varie en fonction du régime hydraulique. Par conséquent un modèle tel que PSEM\_2D qui décrit le ruissellement de façon distribuée devrait avoir un coefficient de frottement qui varie à la fois dans l'espace et dans le temps. En s'appuyant sur de nombreuses études sur le ruissellement, *Lawrence* (1997) a proposé trois relations pour déterminer le coefficient de frottement de Darcy-Weisbach en fonction du taux d'inondation. Ces formules ont été présentées dans la partie 1.2.2.3. Elles ont été testées dans PSEM\_2D mais ont conduit à des instabilités numériques. D'autres études expérimentales et numériques sont nécessaires pour améliorer la paramétrisation des pertes de charge en fonction du régime hydraulique. *Gimenez and Govers* (2001); *Gimenez* (2003); *Gimenez et al.* (2004) ont étudié le cas des écoulements très concentrés. Ils ont montré que le ruissellement et les processus d'érosion interagissent fortement. Un système de marches d'escalier composé d'une succession de zones creuses et de zones d'accélération se met en place en réponse à la pente et au débit appliqué de façon à freiner l'écoulement. La vitesse de l'écoulement n'augmente plus au-delà d'une certaine limite même si la pente ou le débit augmentent. Ces études illustrent les interactions entre ruissellement et processus d'érosion et semblent confirmer que le coefficient de frottement évolue au cours du temps et en fonction du régime hydraulique. *Chaplot and Bissonnais* (2000)

ont mesuré des vitesses d'écoulement sur des parcelles soumises à des simulations de pluie de  $30 \text{ mm h}^{-1}$ . Les vitesses se sont révélées plus grandes sur des pentes à 8% que sur des pentes à 4% pour toutes les longueurs de pente sauf pour les pentes de 1 m de long où les vitesses étaient assez peu différentes. Pour les pentes longues, les vitesses augmentaient plus rapidement sur les pentes fortes. Une vitesse d'équilibre était généralement atteinte après 3 m sur la pente à 4% tandis qu'elle n'était jamais atteinte sur la pente à 8% au bout de 5 m. Ces notions de vitesse d'équilibre et d'interaction entre ruissellement et érosion impliquent des pertes de charge que l'on estime mal à ce jour. Des études plus poussées sont donc nécessaires pour mieux les évaluer.

### 2.6.3 Validation partielle de l'érosion et premières applications illustrant le couplage hydraulique-érosion

Les données distribuées spatialement sont peu nombreuses dans la littérature. Elles le sont encore moins pour l'étude de l'érosion à l'échelle de la parcelle. Les études expérimentales fournissant des modèles numériques de terrain, des suivis de l'hydraulique du ruissellement et de l'érosion dans le temps sont presque inexistantes. Nous avons donc essayé de contribuer à l'acquisition de telles données à travers une collaboration avec l'Université de Bristol (contacts avec K. Michaelides). Cependant dans l'attente de l'exploitation de telles données, PSEM\_2D a été évalué dans des conditions simples sur surfaces planes à partir de données de la littérature ([Nord, 2003](#); [Koch, 2004](#); [Nord and Esteves, 2005](#)). Le modèle a aussi été appliqué mais sans être évalué sur une surface avec microtopographie complexe pour mettre en évidence son potentiel ([Nord and Esteves, 2005](#)). Le premier travail d'évaluation a été effectué par [Nord \(2003\)](#) puis repris et complété par [Nord and Esteves \(2005\)](#). Dans cette partie, nous allons insister uniquement sur les points principaux de cette évaluation.

Les expériences de simulation de pluie de [Kilinc and Richardson \(1973\)](#) et [Singer and Walker \(1983\)](#) ont été reproduites avec PSEM\_2D. [Kilinc and Richardson \(1973\)](#) utilisaient sur un bac de sol de 1.52 m par 4.58 m et [Singer and Walker \(1983\)](#) utilisaient un bac de 0.55 m par 3.0 m. Les surfaces des sols étaient lisses et nues et début d'expériences. [Kilinc and Richardson \(1973\)](#) ont testé un sol sableux composé à 90 % de sable et 10 % de limon et d'argile. [Singer and Walker \(1983\)](#) ont utilisé un sol de type 'fine loamy sand' composé à 13.9 % d'argile et à 59.2 % de limon et sable fin. [Kilinc and Richardson \(1973\)](#) ont travaillé avec des pentes variables entre 5.7 % et 40 % tandis que [Singer and Walker \(1983\)](#) ont appliqué une pente constante de

9 %. *Kilinc and Richardson (1973)* ont testé des intensités de pluie de 32, 57, 93 et  $117 \text{ mm h}^{-1}$  pendant une heure. *Singer and Walker (1983)* ont appliqué des intensités de pluie de 50 et  $100 \text{ mm h}^{-1}$  pendant 30 minutes. Plus de détails sur ces expériences sont donnés par les auteurs. Les paramètres hydrologiques et les paramètres d'érosion ont été calés en utilisant des jeux de données limités puis l'évaluation a été menée avec des jeux de données indépendants. Le tableau 2.2 donne la liste des paramètres calés ou pré-définis.

Paramètre	Valeur		Unité
	Singer et Walker	Kilinc et Richardson	
<i>Paramètres pré-définis</i>			
$D_{50}$	$2E^{-5}$	$3.5E^{-4}$	$m$
$\rho_s$	2600	2600	$kg\,m^{-3}$
$\rho_w$	1000	1000	$kg\,m^{-3}$
$l_{d\_initial}$	0.0	0.2	$m$
$p$	1.0	1.0	
$\Phi$	0.5	0.5	
$k$	1.5	1.5	
<i>Paramètres calés <sup>a</sup></i>			
$\theta_s - \theta_i$	0.2	0.2	
$K_s$ <sup>b</sup>	$3.25E^{-6}$	$2.1E^{-7}$	$m\,s^{-1}$
	$5.2E^{-6}$		$m\,s^{-1}$
$h_f$	0.006	0.05	$m$
$f$	0.25	0.5	
$\alpha$	0.0012	0.0015	$kg\,m^{-2}\,mm^{-1}$
$\alpha_d$	0.012	0.015	$kg\,m^{-2}\,mm^{-1}$
$k_r$	0.005	0.024	$s\,m^{-1}$
$\tau_{sol}$	0.15	0.3	$Pa$
$\eta$	0.04	0.023	$m^{0.5}\,s^2\,kg^{-0.5}$

<sup>a</sup> Le calage est effectué à partir des données de Singer et Walker pour une intensité de pluie de  $50 \text{ mm h}^{-1}$ , et les données de Kilinc et Richardson pour une pente à 20 % et une intensité de pluie de  $93 \text{ mm h}^{-1}$

<sup>b</sup> La conductivité hydraulique à saturation est calée à nouveau pour la simulation de pluie avec une intensité de  $100 \text{ mm h}^{-1}$

TAB. 2.2: Paramètres pré-définis et paramètres calés à partir de jeux de données limitées des expériences de *Kilinc and Richardson (1973)* et *Kilinc and Richardson (1973)*

Les résultats fournis par le modèle ont été comparés avec les résultats expérimentaux et les résultats analytiques de *Govindaraju and Kavvas (1991)*. Les figures 2.5 et 2.6 présentent les résultats. La figure 2.5 montre que le modèle reproduit de façon satisfaisante les variations de débit solide dues aux changements de pente et d'intensité de pluie. Le modèle donne les meilleurs résultats pour la pente à 30 % et l'intensité de pluie de  $93 \text{ mm h}^{-1}$ . Les résultats numériques surestiment les données observées pour les pluies de 93 et  $117 \text{ mm h}^{-1}$  et la pente à 15 %. D'un autre côté le modèle sous-estime les résultats expérimentaux pour la pluie de  $117 \text{ mm h}^{-1}$  et les pentes de 20 et 30 %. Les écarts entre résultats numériques et données observées peuvent être dues en partie au manque de données disponibles pour caler l'hydraulique du système. Étant donné

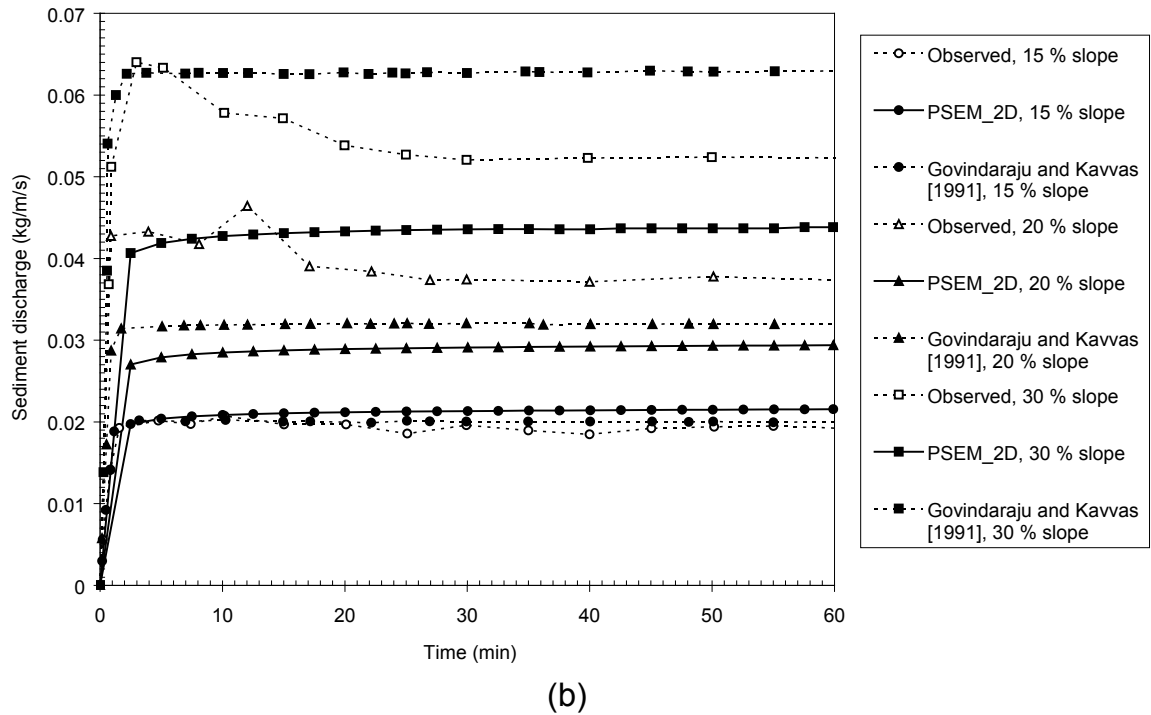
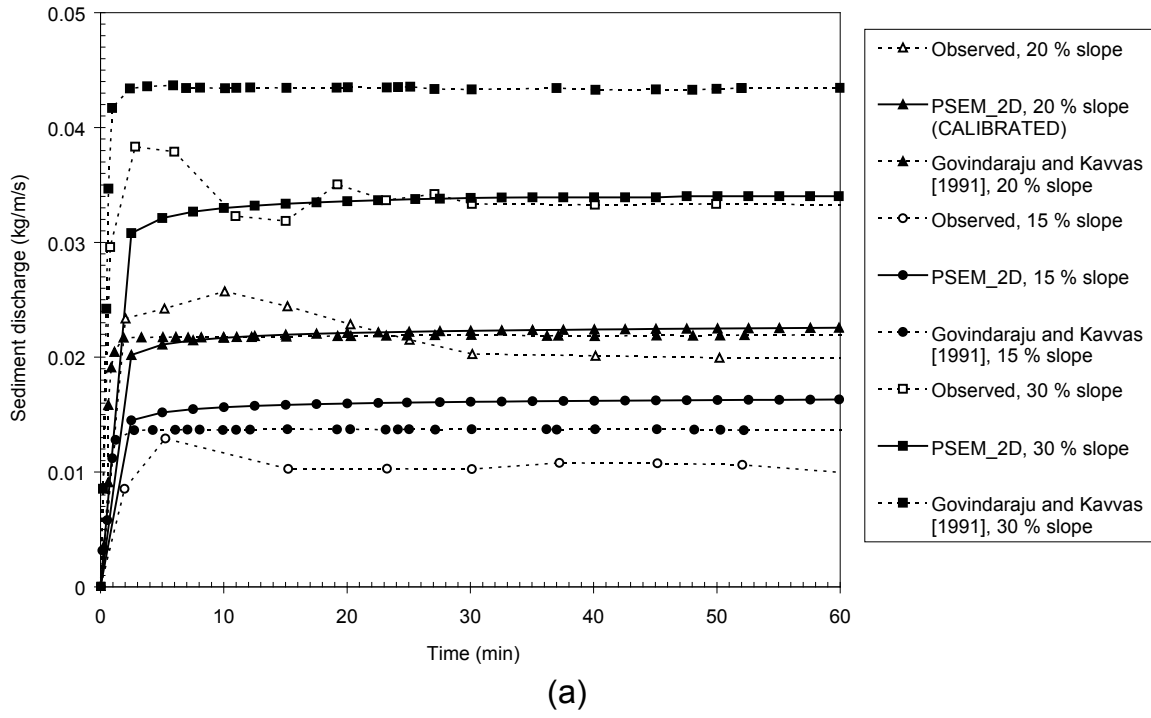


FIG. 2.5: Comparaison entre les débits solides simulés par PSEM\_2D, les résultats expérimentaux de *Kilinc and Richardson (1973)* et les résultats analytiques de *Govindaraju and Kavvas (1991)*. (a) intensité de pluie de  $93 \text{ mm h}^{-1}$ , pentes de 15 %, 20 % et 30 %. (b) intensité de pluie de  $117 \text{ mm h}^{-1}$ , pentes de 15 %, 20 % et 30 %

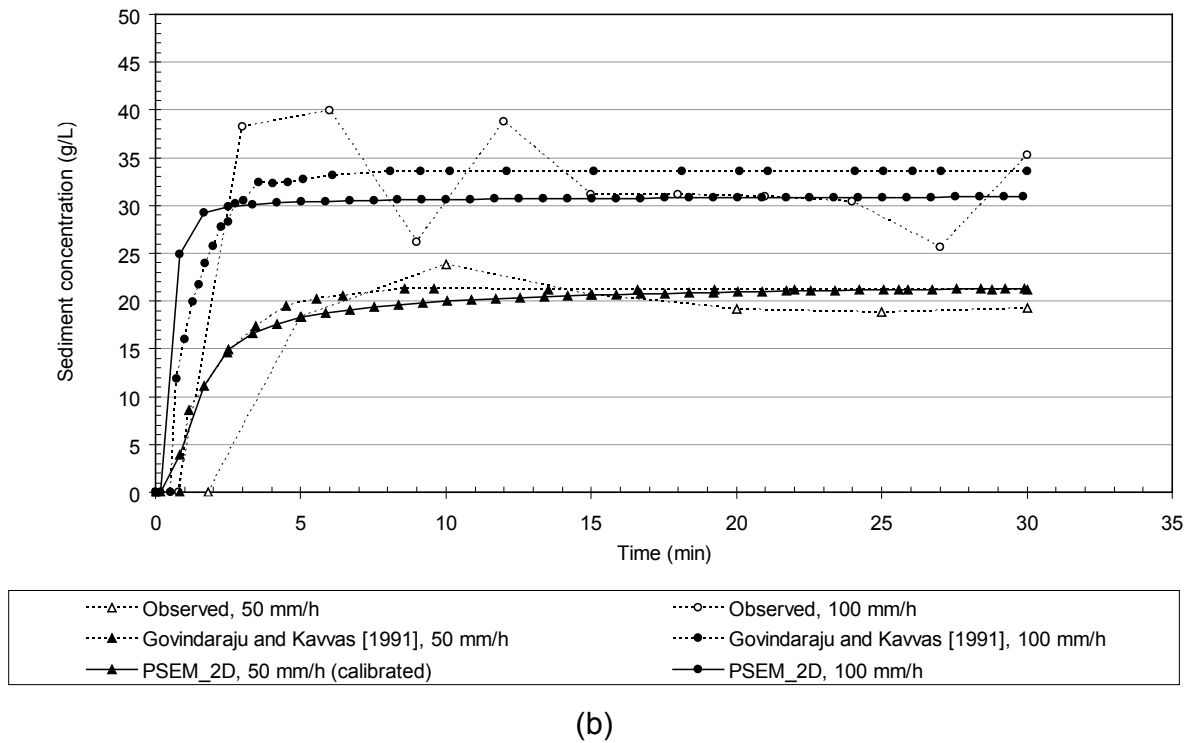
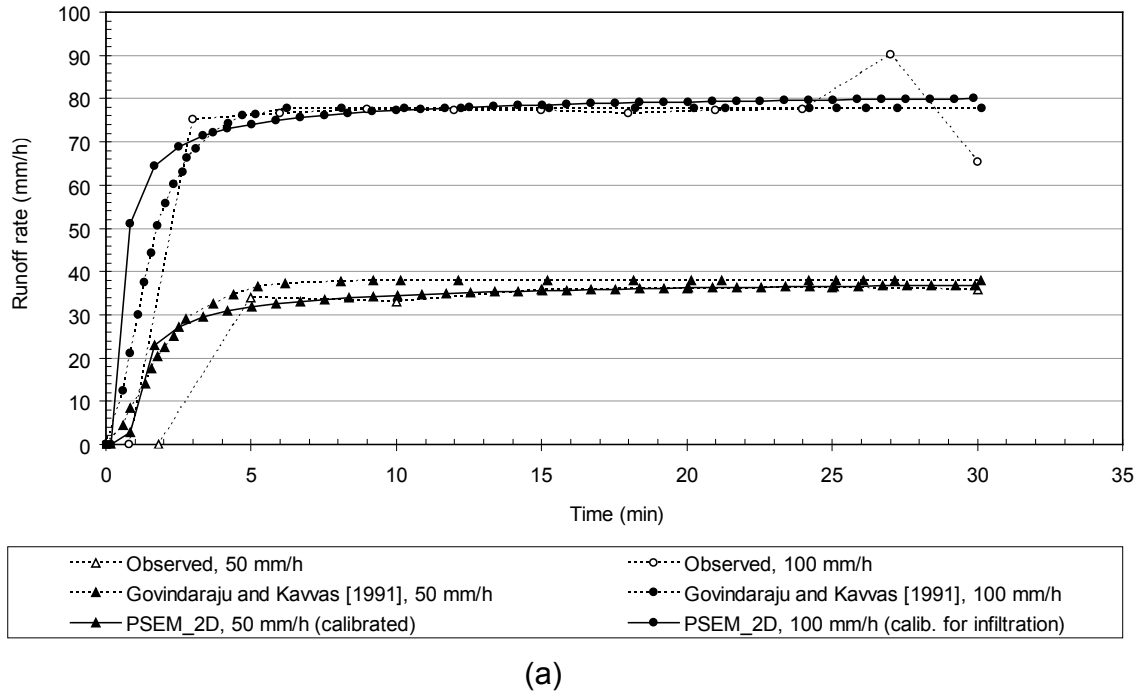


FIG. 2.6: Comparaison entre (a) les hydrogrammes simulés et (b) les sédigraphes simulés, les résultats expérimentaux de *Singer and Walker* (1983) et les résultats analytiques de *Govindaraju and Kavvas* (1991)

les importants débits solides mis en jeu, en particulier sur les pentes les plus fortes, on peut supposer que l'écoulement a incisé la surface du sol et créé des rigoles qui ont accentué l'érosion de la surface. La concentration de l'écoulement dans les rigoles peut engendrer localement des vitesses et des hauteurs d'eau élevées et donc des contraintes de cisaillement de l'écoulement fortes. En supposant l'écoulement uniforme sur la largeur du bac durant la phase de calage, on a pu surestimer les paramètres d'érosion pour compenser les faibles contraintes de cisaillement de l'écoulement. Cette compensation s'est révélée insuffisante quand l'intensité de la pluie augmente sur les pentes fortes (20 et 30 %). En revanche, elle est apparue excessive sur la pente la plus faible (15 %) même lorsque l'intensité de la pluie augmente. Il est possible que pour le cas de la pente à 15 %, l'écoulement ne générerait pas de rigoles lors des expériences.

La figure 2.6 (a) montre que PSEM\_2D peut reproduire des hydrogrammes corrects. Les résultats de la figure 2.6 (b) confirment que le modèle traduit bien l'augmentation de débits solides due à l'augmentation de l'intensité de la pluie. Le modèle sous-estime les résultats expérimentaux pour la pluie de  $100 \text{ mm h}^{-1}$  durant les cinq premières minutes. Avec des coefficients d'érodibilités à la pluie plus élevés le modèle pourrait reproduire ce maximum initial de concentration. Un autre point qui peut expliquer les différences entre les résultats numériques et expérimentaux en régime permanent est le choix de la formule de capacité de transport des particules et du modèle d'arrachement sélectionnés dans PSEM\_2D. Il conviendrait de tester d'autres formules de capacité de transport et d'autres modèles d'arrachement comme celui de *Hairsine and Rose* (1992a).

Symbole	Signification	Gamme de variation	Unité
$D_{50}$	diamètre médian des grains	$1E^{-6} - 5E^{-4}$	$m$
$l_{d\_initial}$	couche de sédiments non-cohésifs présente initialement	$0 - 0.01$	$m$
$\alpha$	coefficient d'érodibilité de la matrice de sol à la pluie	$1.2E^{-4} - 1.5E^{-2}$	$kg \text{ m}^{-2} \text{ mm}^{-1}$
$K_r$	paramètre d'érodibilité du sol à l'écoulement	$1E^{-5} - 5E^{-2}$	$s \text{ m}^{-1}$
$\tau_{sol}$	contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement	$0.05 - 0.3$	$Pa$
$\eta$	coefficient d'efficacité du transport de sédiments	$0.01 - 0.05$	$m^{0.5} s^2 kg^{-0.5}$
$Y_{cr}$	contrainte de cisaillement critique adimensionnelle	$0 - 0.1$	
$f$	coefficient de frottement de Darcy-Weisbach	$0.25 - 1.0$	

TAB. 2.3: Gammes de variations des paramètres testés dans l'analyse de sensibilité

*Koch* (2004) et *Nord and Esteves* (2005) ont effectué une analyse de sensibilité du modèle en s'appuyant sur le jeu de paramètres calés avec les données de *Singer and Walker* (1983). Ils ont regardé dans quelle proportion les variations des paramètres d'érosion affectaient la concentration totale en sédiments à l'exutoire de la parcelle ( $C$  en  $g L^{-1}$  quittant la parcelle). Ils ont fait varier chaque paramètre individuellement en gardant tous les autres paramètres constants. Ces

paramètres ainsi que leur gamme de variation sont donnés dans le tableau 2.3. La contrainte de cisaillement critique adimensionnelle  $Y_{cr}$  appelé aussi paramètre de Shields critique est entrée manuellement et ne suit pas l'allure de la figure 1.17 comme il a été dit précédemment. La pente est de 9 % et l'intensité de pluie de  $50 \text{ mm h}^{-1}$ . Les résultats sont présentés à la figure 2.7.

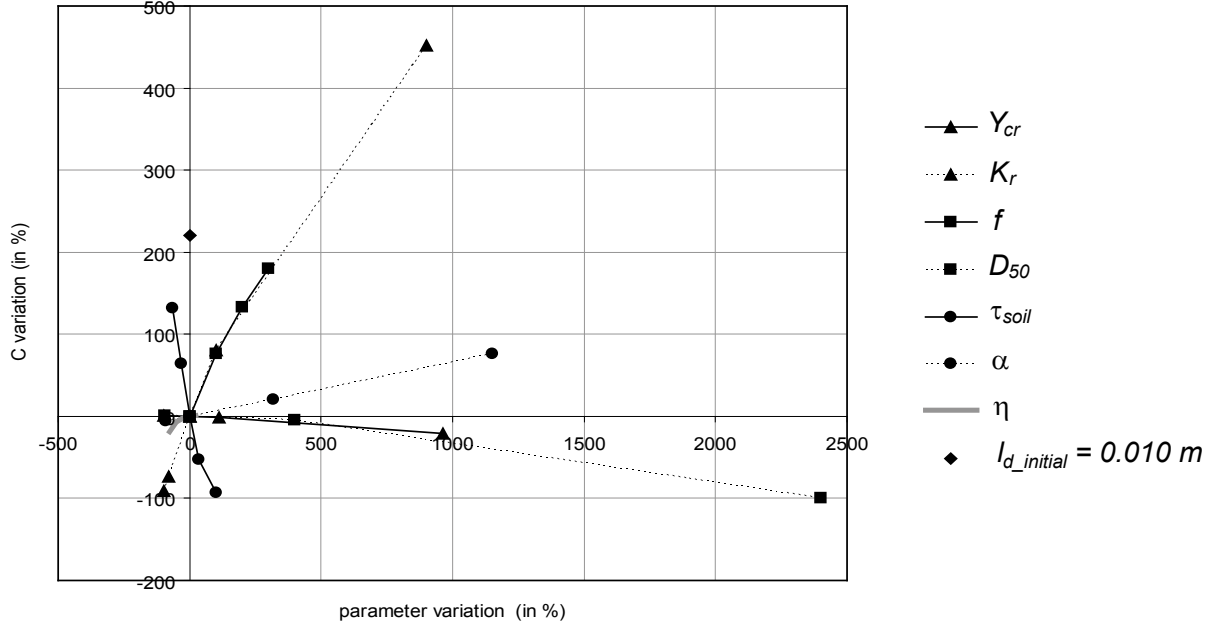


FIG. 2.7: Variations en pourcentage de la concentration massique en sédiment sortant de la parcelle en régime permanent en fonction des variations en pourcentage de chacun des paramètres testés, tous les autres paramètres gardant leur valeur donnée dans le tableau 2.2.

On remarque que les paramètres les plus sensibles sont  $\tau_{sol}$ ,  $K_r$  et  $f$ . Ces trois paramètres sont liés à l'érosion concentrée.  $\tau_{sol}$  est le paramètre le plus sensible. Une diminution de  $\tau_{sol}$  de 33 % conduit à une augmentation de  $C$  de 100 %. D'un autre côté une augmentation d'environ 100 % de  $\tau_{sol}$  entraîne l'arrêt de l'arrachement de sédiments de la matrice de sol par l'écoulement et fait tendre  $C$  vers 0.  $K_r$  et  $f$  sont un peu moins sensibles. Une augmentation de 100 % de  $K_r$  et  $f$  fait augmenter  $C$  de 75 %. Quand  $f$  est grand, la rugosité est forte et les vitesses d'écoulement sont réduites ce qui devrait conduire à une érosion moins prononcée. Tel n'est pas le cas avec le modèle car les termes d'arrachement par l'écoulement  $D_{fd\_d}$  et  $D_{fd\_e}$  et la capacité de transport  $T_c$  dépendent directement de la contrainte de cisaillement de l'écoulement. Lorsque  $f$  augmente, la hauteur d'eau et la contrainte de cisaillement de l'écoulement augmentent aussi. L'érosion est donc accentuée. Les paramètres liés à l'érosion diffuse sont moins efficaces dans ces conditions de pente et de pluie. Une augmentation de 100 % de  $\alpha$  conduit à une augmentation de moins de 40 % de  $C$ . Les variations de  $C$  avec  $\alpha$  sont linéaires d'après le modèle choisi pour le détachement

par la pluie (voir équation 2.17). Les paramètres  $\eta$  et  $Y_c$  ne sont pas très sensibles. Dans les conditions testées ici, le paramètre  $D_{50}$  est peu sensible. Cela vient du fait que le mécanisme de dépôt n'apparaît pas dans ces simulations comme on applique le modèle sur une surface plane. On peut finalement voir que la présence d'une couche initiale de sédiments non-cohésifs  $l_{d\_initial}$  produit une concentration plus de deux fois plus grande que la concentration de référence. Cela montre l'effet que peut avoir une période de pluie d'intensité faible précédant un évènement plus intense. Les caractéristiques de la pluie et les résultats calculés à l'exutoire pour les débits et les concentrations en sédiments sont présentés sur la figure 2.8.

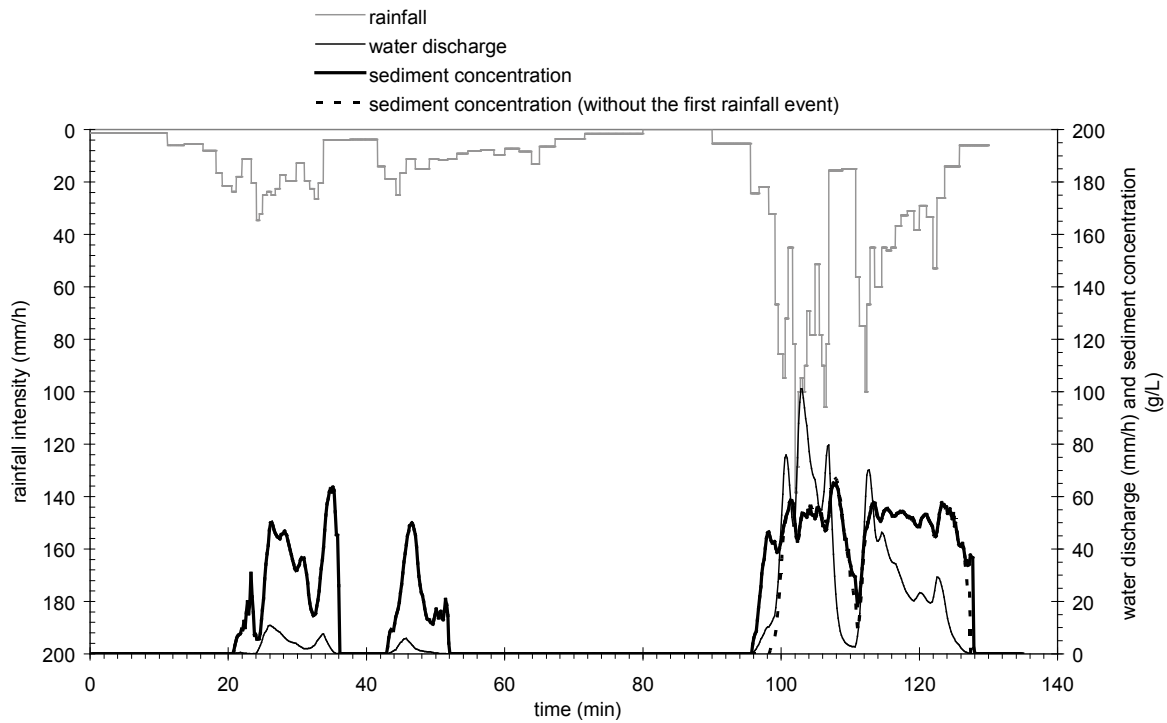


FIG. 2.8: Hyétogramme, hydrogramme et sédigraphe à l'exutoire de la parcelle pour la simulation avec microtopographie complexe

Pour illustrer les capacités de PSEM\_2D à fonctionner sur surfaces à microtopographie complexe, le modèle a ensuite été appliqué à une parcelle utilisée par [Esteves et al. \(2000\)](#). La parcelle mesure 15 m de long par 5 m de large. Un relevé topographique a fourni une grille d'altitudes avec une résolution de 0.2 m dans les deux directions du plan. Les pentes moyennes sont de 0.0196 et 0.064 selon les directions  $x$  et  $y$  respectivement. La validation de cet exercice n'a pas pu être envisagée car on ne disposait pas de données sur l'érosion. Simplement à titre d'exemple, une simulation a été effectuée en appliquant le jeu de paramètres calés avec les données de [Singer and Walker \(1983\)](#) pour une intensité de pluie de  $50 \text{ mm h}^{-1}$ . Les caractéristiques de la pluie et



les résultats calculés à l'exutoire pour les débits et les concentrations en sédiments sont présentés sur la figure 2.8. On teste les interactions entre l'hydraulique du ruissellement et les processus d'érosion sur une surface naturelle avec intensité de pluie variable. Le diamètre médian des sédiments est  $20\ \mu\text{m}$  et la vitesse de chute estimée par le modèle est  $2.57\ 10^{-4}\ \text{m s}^{-1}$ . La simulation dure  $135\ \text{min}$ .

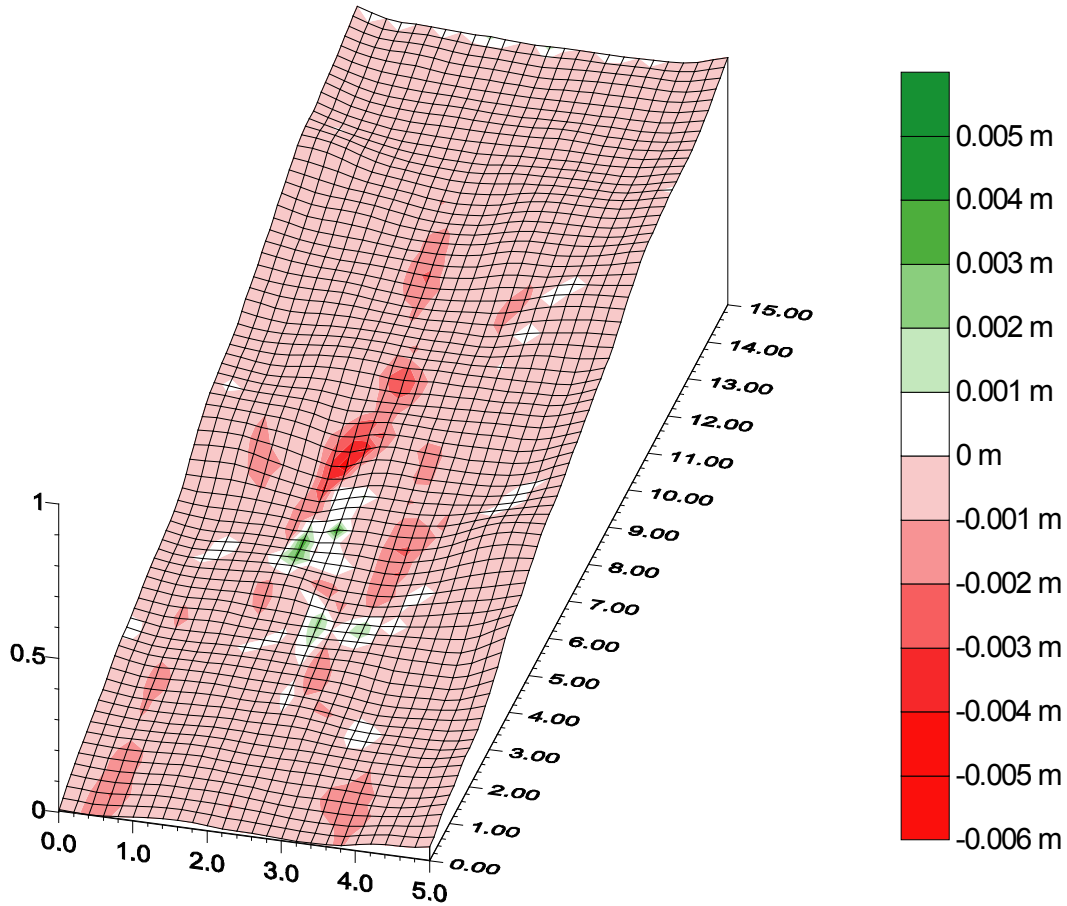


FIG. 2.9: Variations d'altitude de la surface du sol à la fin de la simulation par rapport à la topographie initiale (les lignes noires sont les frontières entre les zones d'érosion nette et les zones de sédimentation nette)

La figure 2.9 montre la carte d'érosion et de dépôt de la surface du sol à la fin de la simulation. Il s'agit de la différence entre les altitudes de la surface à la fin de la simulation et avant l'évènement pluvieux. Les valeurs négatives correspondent à des zones d'érosion nette et les valeurs positives à des zones de dépôt net. Les plus fortes valeurs d'érosion sont localisées dans des zones de pente forte où l'écoulement est concentré comme le montre la figure 2.10.

La sédimentation se produit dans des zones concaves où la pente s'adoucit très rapidement. Les valeurs maximales de dépôt sont situées à l'aval de la zone de forte érosion. L'épaisseur du

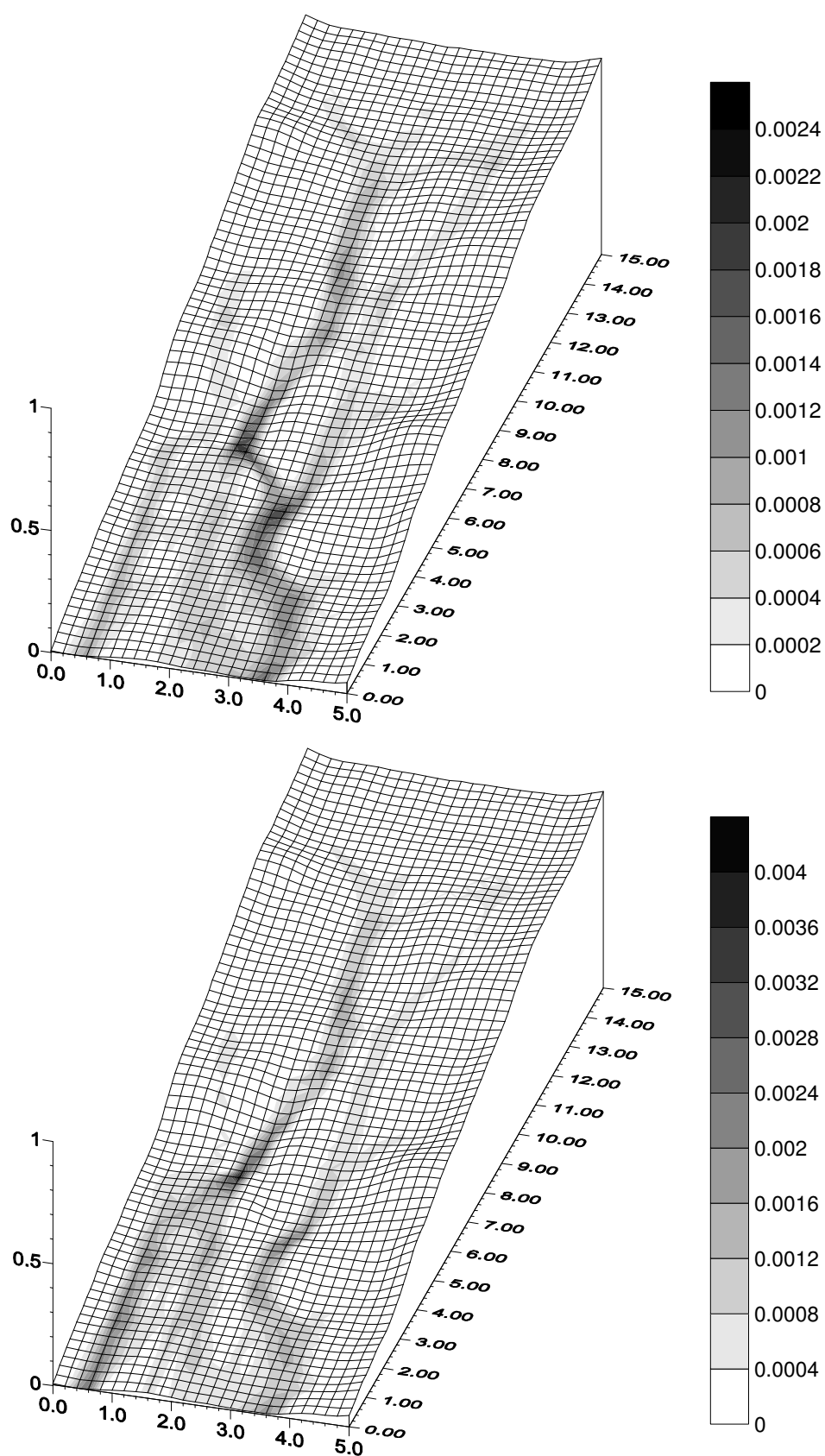


FIG. 2.10: Lames d'eau calculées en début de simulation (en-haut). Lames d'eau calculées en fin de simulation (en-bas). Les épaisseurs de lames d'eau sont en mètre.

dépôt atteint alors environ  $0.004\text{ m}$ . C'est suffisant pour dévier l'écoulement comme l'illustre la figure 2.10. On peut voir en effet que l'écoulement est concentré dans une rigole principale, sur la droite de la parcelle en début de simulation. Près de la fin de la simulation, l'écoulement se sépare en deux rigoles distinctes. Le modèle est donc capable de tenir compte de changements topographiques liés aux mécanismes d'érosion et de dépôt.

Les résultats de l'analyse de sensibilité et de l'application du modèle sur une surface naturelle nous ont amené à considérer l'érosion concentrée comme un processus dominant à l'échelle de la parcelle. Les rigoles jouent un rôle de premier plan dans l'exportation des sédiments depuis les zones d'érosion diffuse vers l'aval de la parcelle. Les rigoles peuvent aussi être des sources très actives d'érosion dans certaines situations, si l'énergie de l'écoulement est suffisante pour dépasser la résistance critique du sol. *Moss et al.* (1979) a affirmé que la compétition entre l'érosion en rigole et l'érosion diffuse penche souvent en faveur de la formation des rigoles.

## 2.7 Conclusion

Le développement d'un modèle distribué à base physique du ruissellement et de l'érosion à l'échelle de la parcelle a été présenté. PSEM\_2D peut être appliqué à des surfaces avec microtopographie complexe et des intensités de pluie variable. Le modèle intègre explicitement la description de la cohésion et la présence d'une couche de sédiments lâches à la surface du sol, résultant de l'action de désagrégation par l'impact des gouttes de pluie et de la sédimentation. Les processus impliqués sont le détachement et le re-détachement par la pluie, l'arrachement et l'entraînement par l'écoulement. Le modèle utilise une granulométrie uniforme. Les équations de Saint-Venant à deux dimensions et l'équation de conservation de masse des sédiments en suspension sont résolues indépendamment à chaque pas de temps. Des schémas numériques explicites aux différences finies sont appliqués. Le couplage numérique entre le modèle de ruissellement et le modèle d'érosion est assuré par le calcul de l'altitude de la surface du sol à chaque pas de temps en fonction de l'érosion ou du dépôt. PSEM\_2D doit permettre de comprendre les effets de la distribution de l'écoulement due à la microtopographie sur les processus d'érosion, d'étudier les interactions entre les processus de ruissellement et d'érosion à l'échelle de la parcelle et d'estimer l'exportation de sédiments du versant vers le réseau hydrographique. Les premières évaluations du modèle ont été présentées. Les résultats sont satisfaisants, tant pour l'hydrologie

et l'hydraulique que pour l'érosion. Pour l'érosion, l'évaluation s'est limitée aux cas de surfaces planes car les données expérimentales obtenues pour des surfaces avec microtopographie sont très rares. Il est donc impératif de chercher à obtenir des jeux de données variés pour compléter l'évaluation de PSEM\_2D. Les résultats de ces premières évaluations et l'exemple d'application du modèle à une surface avec microtopographie complexe ont montré le rôle prédominant de l'érosion concentrée à l'échelle de la parcelle pour l'arrachement et l'exportation des particules. Nous avons donc décidé de nous concentrer sur ce processus dans les trois chapitres qui suivent.



# 3

## L'érosion en rigole : Analyse de données expérimentales

Ce chapitre a été soumis au journal *Water Resources Research* en tant qu'article intitulé : *Evaluation of sediment transport formulae and detachment parameters in eroding rills using PSEM\_2D and the WEPP database : Part 1 Experimental data analysis* (*Nord and Esteves, submitted\_a*).

## Résumé

Cette étude examine les données de distributions granulométriques non dispersées de sédiments exportés, de l'hydraulique du ruissellement et des débits solides pour six sols de différentes textures sélectionnés dans la base de données WEPP. L'analyse des données de distributions granulométriques est effectuée en premier. Les résultats confirment que les sols cohésifs sont érodés en tant que particules élémentaires et agrégats alors que les sols non-cohésifs sont érodés principalement en tant que particules élémentaires. On montre aussi que la composition granulométrique des éléments exportés à la sortie des rigoles peut être reliée à la texture de la matrice de sol. L'hydraulique du ruissellement dans les rigoles érodées est complexe et dépend de paramètres tels que la texture du sol et le débit. Les sols peu cohésifs présentent de faibles valeurs du coefficient de frottement et des vitesses élevées, en particulier pour les forts débits. Pour les sols cohésifs, la rugosité de forme domine et explique les faibles vitesses mesurées et les fortes valeurs du coefficient de frottement. Le nombre de Reynolds est insuffisant pour estimer correctement l'hydraulique du ruissellement dans les rigoles érodées. L'analyse des concentrations et des débits solides révèle que les régimes d'érosion limités par le transport et par l'arrachement sont tous les deux rencontrés dans les rigoles de 9 m de long selon les types de sol. Les sols non-cohésifs sont très érodés et ne présentent pas de seuil. Les sols cohésifs sont marqués par un seuil et sont d'autant plus sensibles à l'érosion que la proportion en limon dans la texture est importante.

## Abstract

This study examines the data on aggregate-size distribution, flow hydraulics and sediment delivery for six soils of different textures selected in the WEPP database. The undispersed particle-size distributions of the eroded sediment are first analyzed. The cohesive and non-cohesive soils are considered independently. The results confirm that cohesive soils are eroded both as primary particles and aggregates whereas non-cohesive soils are eroded mainly as primary particles.

It is shown that the composition of the eroded sediment can be related to the texture of the soil matrix. Flow hydraulics in eroding rills is complex and depends on parameters such as the soil texture and the flow discharge. Poorly cohesive soils exhibit low friction factors and high velocities, especially at large flow discharges. For cohesive soils, form roughness prevails and is responsible for lower velocities and higher friction factors. The Reynold's number is not a good predictor of the flow hydraulics. Investigation on erosion data shows that both transport and supply limiting regimes are encountered in rills of 9 m long depending on the soil erodibility and the soil texture. Non-cohesive soils are very erosive and do not demonstrate any threshold unlike cohesive soils for which erosion is negligible below approximately 4 Pa. The erodibility of the cohesive soils is greater for the silty soils.

### 3.1 Introduction

Rills are important components in the total upland erosion process as they assure the transfer of sediment from the hillslope to the hydrographic network and they can be a large sediment source as well. The relative importance of rill and interrill erosion to sediment detachment contributions may change during the development of the drainage network on a soil surface, especially on a cultivated soil surface where the rill network is often ephemeral. The study of [Govers and Poesen \(1988\)](#) showed that interrill erosion is dominant during the phase that precedes the development of drainage network. Rill erosion is the major source of sediment during the extension of the drainage network. When there is no more expansion of the drainage network, interrill erosion becomes the dominant contribution to soil erosion. Nevertheless, even in such equilibrium conditions, rills control the sediment supply from the hillslope to the river since their transport capacity limits the exportation of sediment downstream. In most cases the connection from the hillslope to the river is characterized by a concave profile. A better description of rill processes and rill transport capacity accounting for particle size and particle density, especially at the bottom of a hillslope where topography is changing is of major importance for erosion modeling. Such an objective requires a better estimation of the sediment transport capacity in rills and taking into account interactions between rill hydraulics and sediment transport processes.

First studies on rills aimed at applying the classical equations for smooth and turbulent rough flows originally developed in one-dimensional pipe conditions to predict frictional resistance of



sheet flow in flume with plane bed. [Savat \(1980\)](#) measured a lot of hydraulic data on sheet flow on steep slopes and developed a computer program that allows the computation of the grain friction factor as a function of slope, flow discharge, roughness, temperature, and sediment concentration. [Foster et al. \(1984\)](#) conducted a laboratory study of rill hydraulics on irregular bed using a fixed bed replica of a rill on an eroded field soil. They measured characteristics of shear stress of flow in a rill using a flush-mounted hot-film sensor and anemometer. Shear stress is frequently used as a measure of the erosivity of flow in rills but it is highly nonuniform around the wetted perimeter and along most rills. Actually the authors measured shear stress attributed to grain roughness. [Singhal et al. \(1980\)](#) reported that the grain roughness is the portion assumed to be responsible for erosion and sediment transport. [Foster et al. \(1984\)](#) observed that the rill included form roughness that was much larger than grain roughness. The flow was highly turbulent explaining variations of instantaneous shear stress from grain roughness with time. Shear stress from grain roughness varied also with location due to nonuniformity of both channel cross-section and bottom profile along the rill.

[Govers and Rauws \(1986\)](#) carried out experiments of sediment transport of thin flows on irregular as well as on plane beds. They measured hydraulic characteristics of flow and sediment concentration. For both irregular and plane beds, the transporting capacity of overland flow was strongly related to grain shear velocity and unit stream power. They drew attention on this result as on natural surfaces form roughness is often much greater than grain roughness. Based on the approach of [Einstein and Barbarossa \(1952\)](#) for rivers, [Govers and Rauws \(1986\)](#) proposed to split up the total shear stress into that due to grain resistance and that due to form resistance. They used the computer program of [Savat \(1980\)](#) to calculate shear stress from grain resistance but it is questionable whether one can generalize this method. Finally they highlighted the lack of knowledge about the influence of grain size and density on sediment transport in fully turbulent flow. [Rauws \(1988\)](#) recalled that experimental data on erosion and sediment transport by overland flow, collected under known hydraulic conditions are very scarce. Nevertheless, using literature data, they tried to clarify the relationship between the detachment capacity of overland flow and its hydraulic characteristics. They concluded that sediment detachment by overland flow on plane beds is related to the shear velocity the same way as [Govers and Rauws \(1986\)](#) had shown that sediment transport capacity is dependent on this hydraulic parameter. The authors carried out experiments to show that grain shear velocity is the determining hydraulic parameter for the generation of rills on plane as well as on irregular beds.

[Elliot et al. \(1989\)](#) released a substantial database on rill erosion based on field experiments undertaken in more than 30 sites throughout the US. They collected extensive data on hydraulics, soil properties, infiltration, sediment concentration, particle-size distribution of eroded sediment, rill shapes... The objectives were to compare the processes of rill erosion on a wide range of soils under simulated rainfall and injected runoff discharges and to relate the parameters in the rill erosion component of WEPP [Nearing et al. \(1989\)](#) to easily measured soil properties.

[Abrahams et al. \(1992\)](#) studied interrill and rill overland flow from a hydraulic point of view. They suggested that resistance to overland flow on rough natural surfaces can be divided into grain resistance, form resistance and wave resistance. The combination of form resistance and wave resistance is surface form. They stated that the conventional relation between Darcy-Weisbach friction factor  $f$  and Reynolds number  $Re$  established originally for one-dimensional flow in pipes applies to shallow flows only when  $f$  is due entirely to grain resistance. [Abrahams et al. \(1992\)](#) concluded that resistance to overland flow on rough natural surfaces is determined largely by surface form through form resistance and wave resistance. Grain resistance is usually a very small proportion of the total resistance to overland flow. Their field data indicated that  $f - Re$  relations for overland flows are generally complex and depend on the progressive inundation of the roughness elements. This concept was revisited by [Lawrence \(1997\)](#) who proposed a model of frictional resistance in overland flow based on the inundation ratio rather than the flow Reynolds number. [Lawrence \(1997\)](#) distinguished three flow regimes representing partially inundated, marginally inundated and well-inundated surfaces. [Nearing et al. \(1997\)](#) investigated rill hydraulics and erosion using experimental data collected both in the laboratory and in the field covering a wide range of conditions of slopes, flow rates, Froude numbers, Reynolds number, and bed roughness. They showed that hydraulics of eroding rills is complex and cannot be represented adequately using relationships developed for rivers or overland sheet flow. Hydraulic roughness in eroding rills depends on factors such as flow discharge, slope, soil texture, rill width... Erosion and hydraulics are interactive. Rill flow actively erodes and evolves morphologically over short timescales. Form roughness is important, especially in turbulent flow, and results from the feedback between hydraulics and erosion. Steeper slopes and greater flow rates tend to increase erosion rates which effect rougher bed surfaces. The rougher surface tends to decrease the flow velocity. However these interactions are soil dependent.

Recently *Gimenez and Govers* (2001) gained some insight into the behaviour of hydraulics of eroding rills, observing the slope independence of flow velocity on mobile beds due to the feedback between rill bed morphology and bed conditions. *Gimenez et al.* (2004) explored longitudinal variations of flow velocities in a rill using a miniaturized Acoustic Doppler Velocimeter (mADV). The flume surface was firstly formed freely in a flume and then fixed to preserve rill roughness. The authors confirmed that the slope independence of flow velocity in eroding rills is due to an alternation of supercritical and subcritical flow sections, resulting in an average constant Froude number and the average flow velocity being independent of slope.

There have been relatively few studies examining the undispersed particle-size characteristics of the eroded sediment exported from rills. At present it is well known that eroded sediment is transported as primary particles or as aggregates (*Young, 1980*). Various studies have shown that interrill erosion is selective and leads to the enrichment of the fine size fractions such as clay and silt (*Parsons et al., 1991; Stone and Walling, 1996; Slattery and Burt, 1997; Legu  dois, 2003; Legu  dois and LeBissonnais, 2004*). Sheet overland flow is not competent to transport coarse sediment (*Parsons et al., 1991; Beuselinck et al., 1999*). There is a preferential deposition of coarse-silt and sand-sized fractions. However other studies have demonstrated that rill erosion is less selective than interrill erosion (*Alberts et al., 1980; Proffitt and Rose, 1991b; Slattery and Burt, 1997*). This issue requires more investigation.

The objectives of this study were to focus on the interactions between hydraulics of flow in rills and erosion processes from two complementary points of view. In this paper, we selected six soils with various soil textures from the WEPP database (*Elliot et al., 1989*) and we undertook an analysis of the experimental data. We looked at the aggregate size distributions of the eroded sediment, flow hydraulics and sediment delivery and try to relate characteristic behaviors of the rill erosion processes to the textures of the soil matrix. In a second paper, we will use the model PSEM\_2D (*Nord and Esteves, 2005*) to simulate the conditions of the experiments of *Elliot et al. (1989)* for the soils selected in this paper and we will investigate the interactions between hydraulics of rills and erosion processes. We will test different sediment transport capacity formulae and the first-order detachment-transport coupling model used in WEPP (*Foster et al., 1995*).

## 3.2 Materials and methods

### 3.2.1 Experimental data

*Elliot et al.* (1989) presented the results of a wide range of field experiments undertaken in more than 30 sites throughout the United States. The textures of the 33 soils tested are plotted in a texture triangle in Figure 3.1. Erosion plots were set up beneath a rotating boom simulator to allow data to be collected on infiltration and crusting, interrill erosion, and rill erosion (*Elliot, 1988*). Infiltration and interrill plots were 0.75 m long and 0.5 m wide. Interrill plots had side sloping approximately 50 % toward a central collecting trough. Rills were 9 m long and 0.5 m wide and formed with a ridging tool. Each plot consisted of six rills. The erosion data collection was divided in three periods. During Period 1 (called RA), rainfall was applied to the plots until flow equilibrium was reached. During Period 2 (called RB), about one hour later, rainfall plus added flow at the upper end of the rills were applied. During Period 3 (called RC), about one hour later, flow only was added at the upper end of the rills. Nominal flow rates injected were 7, 14, 21, 28, and 35  $L\ min^{-1}$ . Observations on flow discharges, velocities, and sediment concentrations were made. Measurements of bulk density, soil moisture, soil shear strength, and rill cross-sectional shapes using a rillmeter were also made. Water samples were analyzed for chemical quality and aggregate size distribution of eroded sediment. Soil properties such as texture, rock cover, and organic content were also determined. Hydraulic data were then analyzed to derive the width of the rill, the water depth, and the hydraulic radius. The transport capacity of the flow in the rill was estimated from the relationships proposed by *Foster and Meyer* (1972) for each flow rate. The transport coefficient was first estimated. The transport capacity, the rill width, and the observed rate of sediment leaving each respective rill, were then used to calculate the detachment capacity. Values for the rill erodibility coefficient and the critical shear stress below which there is no detachment were calculated for each soil by linear regression with the set of detachment capacities and respective hydraulic shears. Several papers in the literature refer to this database (*Nearing et al., 1991, 1997; Lei et al., 1998; Merten et al., 2001*) and they provide a valuable background for the study of rill erosion on cohesive soils.

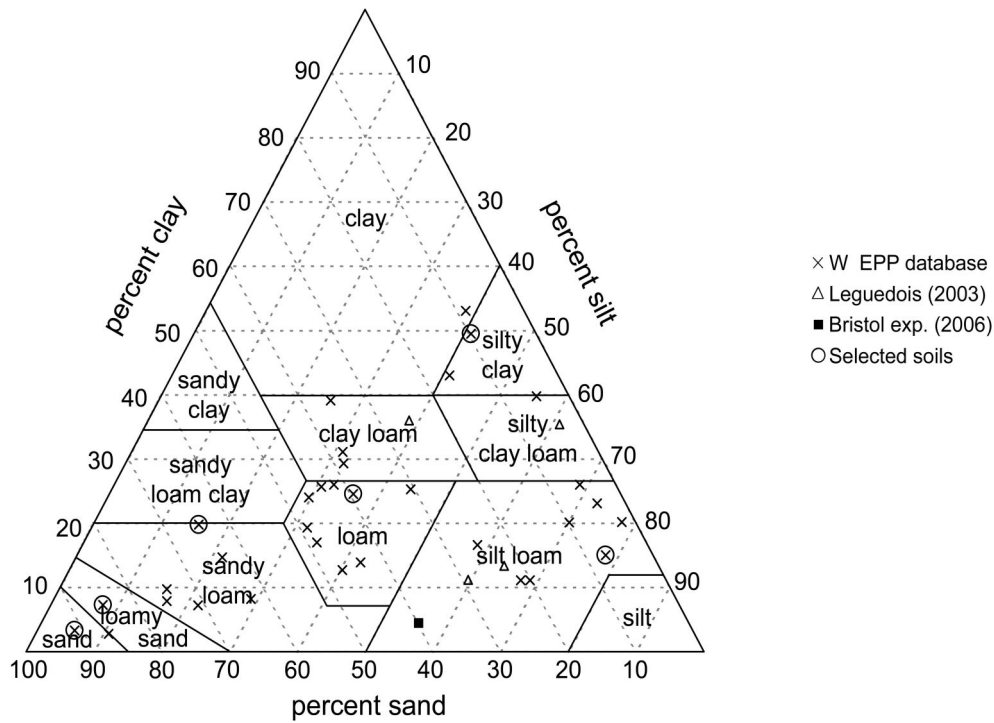


FIG. 3.1: Soil texture triangle representing the 33 soils of the WEPP database, 4 soils of the interrill experiments of [Leguedois \(2003\)](#), one soil tested in a rainfall simulation on a 6 m by 2.5 m plot in Bristol (2006), and the six soils of the WEPP database selected for this study

### 3.2.2 Soils selection

Hydrology and erosion in overland flow are strongly influenced by parameters related to soil properties such as hydraulic conductivity, hydraulic roughness, soil cohesion, and soil erodibility. Such parameters can change over short timescale as a result of water saturation, aggregate breakdown, transfer and deposition of sediment, crusting formation... Among the main soil properties, soil texture is known to have a significant effect on all these processes. Six soils were selected at different locations on the textural triangle as shown in Figure 3.1. Table 3.1 gives the textural properties of these soils. Each soil represents a different textural class.

Soil name	Texture	clay	silt	sand	VF sand	rock cover	organic content	$D_{50}$ texture
		%	%	%	%	%	%	$\mu m$
Amarillo	Loamy Sand	7.3	7.7	85.0	21.1	0.0	0.16	230
Pierre	Silty Clay	49.5	40.9	9.6	7.3	0.0	1.46	4
Barnes_ND	Loam	24.6	36.0	39.5	12.7	4.0	3.26	28
Bonifay	Sand	3.3	5.5	91.2	16.2	1.0	0.32	310
Cecil	Sandy Clay Loam	19.8	15.6	64.6	5.9	6.0	0.70	190
Collamer	Silt Loam	15.0	78.0	7.0	4.6	0.3	1.01	14

TAB. 3.1: The properties of the matrix soil for the six soils selected in this study

### 3.3 Results and discussion

The observed data collected for the six rills at the same plot are scattered. The dispersion is more important with sediment discharge than with flow rate and flow velocity as seen in Figure 3.10 and 3.12. Experiments related to erosion processes are poorly reproducible. The scattering of the measured data was also reported by [Huang et al. \(1996\)](#) who carried out similar experiments. The authors stated that sediment data showed scatter at a higher magnitude. It is therefore difficult to evaluate erosion models with confidence.

#### 3.3.1 Aggregate size distribution of the undispersed eroded sediment

Soil name	Texture	clay	organic	$D_{50}$ texture $\mu m$	$D_{50}$ undispersed eroded sediment			$D_{90}$ undispersed eroded sediment		
		%	%		RA	RB $\mu m$	RC	RA	RB $\mu m$	RC
Amarillo	Loamy Sand	7.3	0.16	230		150	150-180	450	230-400	350-400
Pierre	Silty Clay	49.5	1.46	4	48-55	260-300	210-390	480-600	1000-1350	1350
Barnes_ND	Loam	24.6	3.26	28	110-120	110-120	110-280	800	600-650	480-850
Bonifay	Sand	3.3	0.32	310		180-210	180-210		410-480	410-490
Cecil	Sandy Clay Loam	19.8	0.70	190	160	280	430-500	1200	1400-1600	1500-1600
Collamer	Silt Loam	15.0	1.01	14	40-43	32-57	47-50	320-490	850-900	700-1100

TAB. 3.2: The size-particle characteristics of the undispersed eroded sediment leaving the rills during Period 1 (RA : rainfall only), Period 2 (RB : rainfall + added flow) and Period 3 (RC : added flow only) for the six soils selected in this study

The particle-size characteristics of the undispersed eroded sediment are presented in Table 3.2. The median diameter  $D_{50}$  and the  $D_{90}$  are given as range values rather than average values. The limits of each range correspond to the minimum and the maximum of the values obtained for the six rills of each plot. One can remark straight that the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment is often quite different from the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. Furthermore the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment may change through the 3 periods of the experiment depending on the soil type. We have distinguished two opposite behaviors based on the results of Table 3.2 and the comments of [Young \(1980\)](#). According to this latter, non-cohesive soils are eroded mainly as primary particles whereas cohesive soils are eroded as both primary particles and aggregates. It is well known that cohesion and aggregate stability are related to clay and organic contents ([Slattery and Burt, 1997](#)). The Pierre (silty clay), the Barnes\_ND (loam), and the Collamer (silt loam) soils have a percentage of clay higher than 15 % and an organic content greater than 1.0 %. On the other hand the Amarillo (loamy sand) and the Bonifay (sand) have a clay fraction lower than 7.5 % and an organic content lower than 0.32 %. Therefore the first group of soils is supposed to be cohesive whereas the second one is likely to be non-cohesive and

the Cecil soil is somewhere between these two groups. The examination of the characteristics of the undispersed eroded sediment confirms this sorting.

The Amarillo and the Bonifay soils demonstrate little differences between the particle size characteristics of the soil matrix and the eroded sediment. The  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment are of the same order of magnitude as the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. It is not worth comparing more accurately these values since the  $D_{50}$  of the soil matrix was derived visually from a 4 points curve. Furthermore the ranges of values of the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment are quite constant through Period 1 (RA), Period 2 (RB) and Period 3 (RC) of the experiment. These two soils are thus poorly aggregated. Eroded sediment is transported largely as primary particles. The effect of rainfall to break aggregates into smaller elements is not involved. [Young \(1980\)](#) indicates that for soils with a sand content higher than 50 %, most of the eroded sediment consists of particles greater than  $50\ \mu m$  with a single largest class of sediment from 50 to  $250\ \mu m$ . The author also states that for these soils, the particle-size distribution of the eroded sediment is similar to that of the soil matrix. In this study, three soils have a sand content higher than 50 % : the Amarillo, the Bonifay and the Cecil soils. Nevertheless the Cecil soil seems to behave in a different way from the Amarillo and the Bonifay. The  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment increases through the periods of the experiment. It is of the same order of magnitude as the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix for Period 1 (RA), much higher for Period 2 (RB) and more than twice coarser for Period 3 (RC). Moreover the  $D_{90}$  is important with values higher than  $1200\ \mu m$  for the 3 periods. The Cecil is thus eroded both as primary particles and aggregates. The absence of rainfall during Period 3 explains the higher value of the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment since aggregate breakdown is not implicated. Although the Cecil soil has a sand content higher than 50 %, it has a significant clay content (19.8 %) and a non negligible organic content (0.7 %). This soil is therefore lightly cohesive.

In order to investigate in more details the potential relationship between the composition of the eroded sediment and the soil texture, we looked at the particle-size distributions of all the soils of the WEPP database with a high sand content. We made a distinction between the loamy sand and sandy soils on one hand and the sandy loam and sandy clay loam soils on the other hand as shown in Figure 3.1. The results are plotted in Figure 3.2 and 3.3. The curves represent the mean of the results obtained for different soils. The standard error is also represented on each side of the mean. It is obvious that the results are scattered, especially when there are only a few

soils for the texture considered. Nevertheless these figures reveal some interesting trends. The IA curves represent the aggregate size distributions of the sediment eroded from the interrill plots during Period 1 (rainfall only).

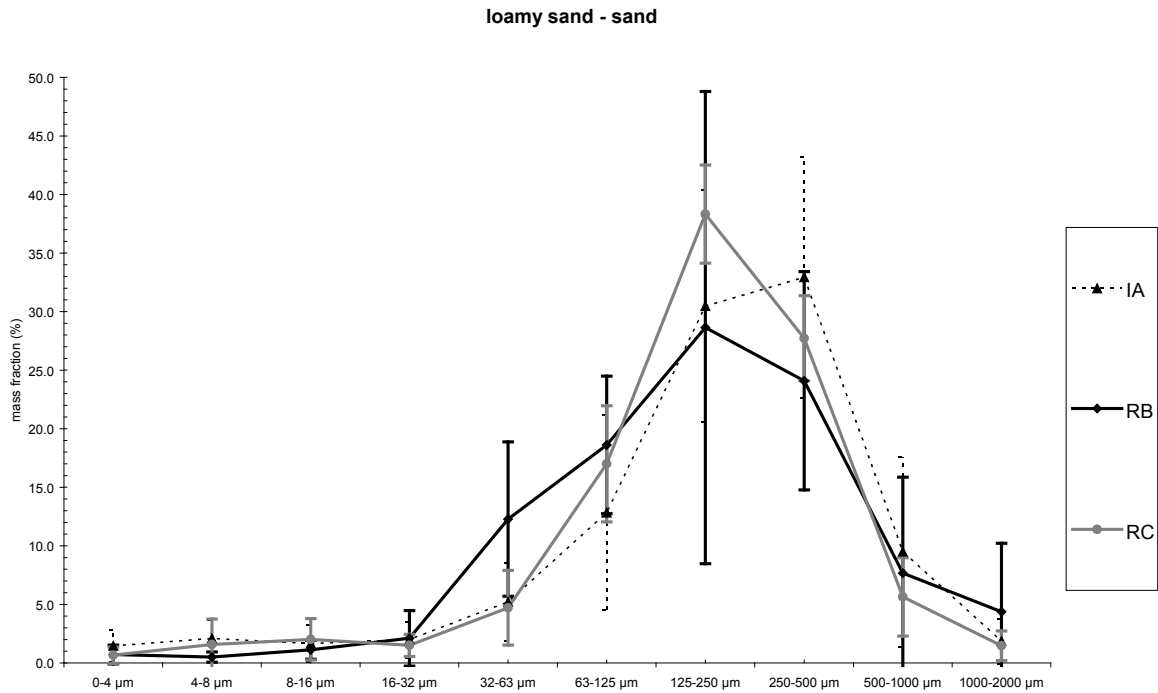


FIG. 3.2: Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the loamy sand and sand soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 6 soils).

Figure 3.2 shows that the eroded sediment from the loamy sand and sand soils are mostly comprised between 125 and 500  $\mu\text{m}$  whatever the period and the scale of the experiment. Sediment of size lower than 32  $\mu\text{m}$  and higher than 1000  $\mu\text{m}$  is almost absent. The IA curve which corresponds to the eroded sediment collected at the interrill plots does not reveal any enrichment in finer sediment. The erosion processes are not selective in this case. It confirms that the particle-size distribution of the eroded sediment is similar to that of the soil matrix for the loamy sand and sandy soils. The results displayed in Figure 3.3 are somewhat analogous except a few differences. There is also a single peak but it is less pronounced and ranges roughly from 125 to 1000  $\mu\text{m}$ . The peak is not as symmetrical as in Figure 3.2. Clay content is not negligible. Fine and coarse silt are well represented. The presence of the fraction 1000 – 2000  $\mu\text{m}$  seems to give evidence that aggregates of large size exist. No significant selectivity is highlighted by the different curves.



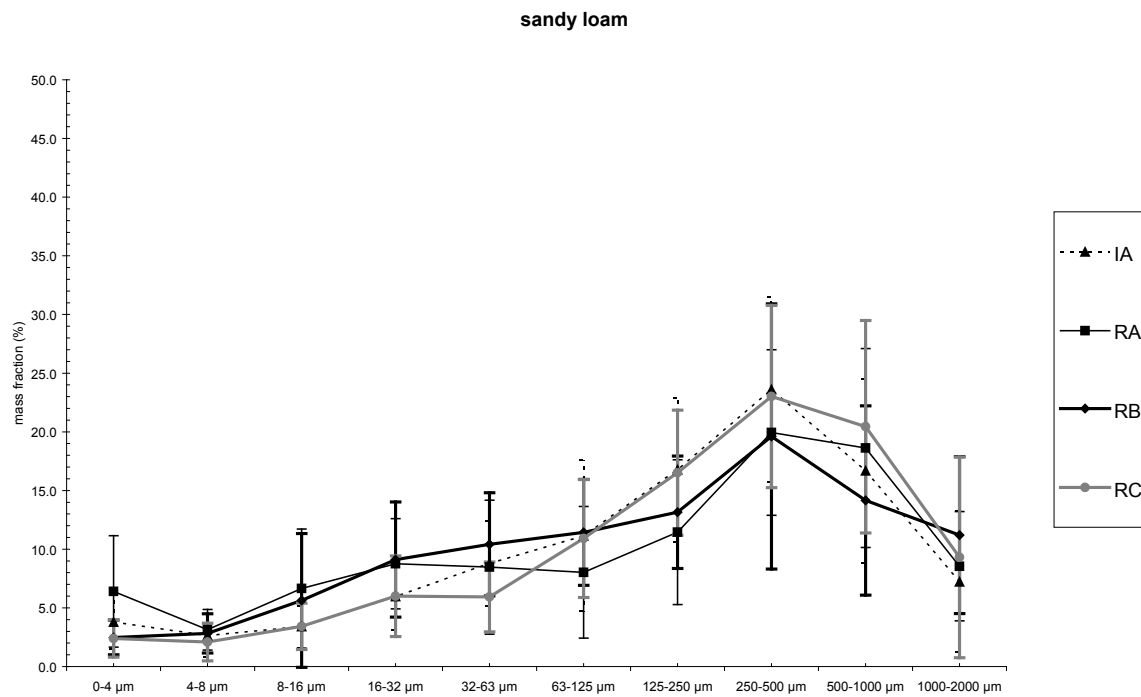


FIG. 3.3: Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the sandy loam soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 12 soils).

As a summary, soils with a sand content higher than 50 % are non-cohesive to barely cohesive and rill erosion processes do not exhibit a significant selectivity. Loamy sand and sandy soils are non-cohesive and are eroded mostly as primary particles. The particle-size distribution of the eroded sediment of these soils is unimodal and symmetrical. Most of the eroded sediment is comprised between 125 and 500  $\mu\text{m}$ . The  $D_{50}$  of the eroded sediment is equal to the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. Sandy loam and sandy clay loam soils are lightly cohesive and are eroded as both primary particles and aggregates. The single largest size class of sediment for these soils is from 125 to 1000  $\mu\text{m}$  but the fine and coarse silt-sized fractions are also well represented. The  $D_{50}$  of the eroded sediment is lightly higher than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix.

The Pierre, Barnes\_ND, and Collamer soils exhibit a different pattern. Table 3.2 shows that the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment are bigger than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. The ranges of values of the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment are usually smaller for Period 1 than for Period 2 and for Period 3. This is particularly true for the Pierre soil. The  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix is about 4  $\mu\text{m}$  whereas the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment is approximately 10 times greater during Period 1 (RA) and up to 100 times greater during Period

3 (RC). For the Barnes\_ND and the Collamer soils, the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment are much greater than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix but they do not change a lot over the 3 periods of the experiment. The Pierre soil has a clay fraction of about 50 % and is likely to have an important aggregate stability. Only the effect of rainfall impact is probably able to break the structural bonds within the aggregates produced by this soil. During Period 1 and in a lesser manner during Period 2, rainfall breaks aggregates into smaller aggregates and elementary particles. The evolution of the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment over the 3 periods show that the fragments of soils detached by flow are coarser than those detached by rainfall impact. Aggregates detached by concentrated flow seem to be very stable during transport (*Slattery and Burt, 1997*). The ranges of values of the  $D_{90}$  of the undispersed eroded sediment for the Pierre, the Barnes\_ND, and the Collamer soils are quite high, often higher than the values for the Amarillo and the Bonifay, indicating the presence of large aggregates. These soils are cohesive and produce both aggregates and individual primary particles. *Foster et al. (1985)* assert that the size distribution of sediment eroded from many agricultural soils is bimodal with one peak in the 20 to 60  $\mu m$  size range and another in the 200 to 1000  $\mu m$  range. The authors define a primary clay class, a primary silt class and a small aggregate class to represent the smaller of these two major ranges and a primary sand class and a large aggregate class to represent the larger range. *Young (1980)* considers different cases among the cohesive soils. The author affirms that soils with a clay content above 50 % (based on the particle-size distribution of the dispersed soil matrix) are originally well aggregated and erode primarily as sand-sized aggregates, or aggregates larger than 50  $\mu m$  in diameter. The two most common size classes of sediment are from 50 to 100  $\mu m$  and particles larger than 1000  $\mu m$  in size. *Young (1980)* states that all high silt soils, or soils containing more than 33 % silts seem to be fairly aggregated. The largest eroded size class is in the silt range, from 2 to 50  $\mu m$ , whereas within this range most particles ranged from 20 to 35  $\mu m$ .

Based on the comments of *Young (1980)*, the analysis of the aggregate size distributions of the eroded sediment produced by all the cohesive soils of the WEPP database (*Elliot et al., 1989*) has lead us to propose three groups of soils that are displayed in Figure 3.1. A first group contains the clay, silty clay and silty clay loam soils. A second group involves the silt loam soils, and a third group comprises the loam and the clay loam soils. This latter group excludes the loam soils with a content of very fine sand above 35 % for which a different behavior has been found.

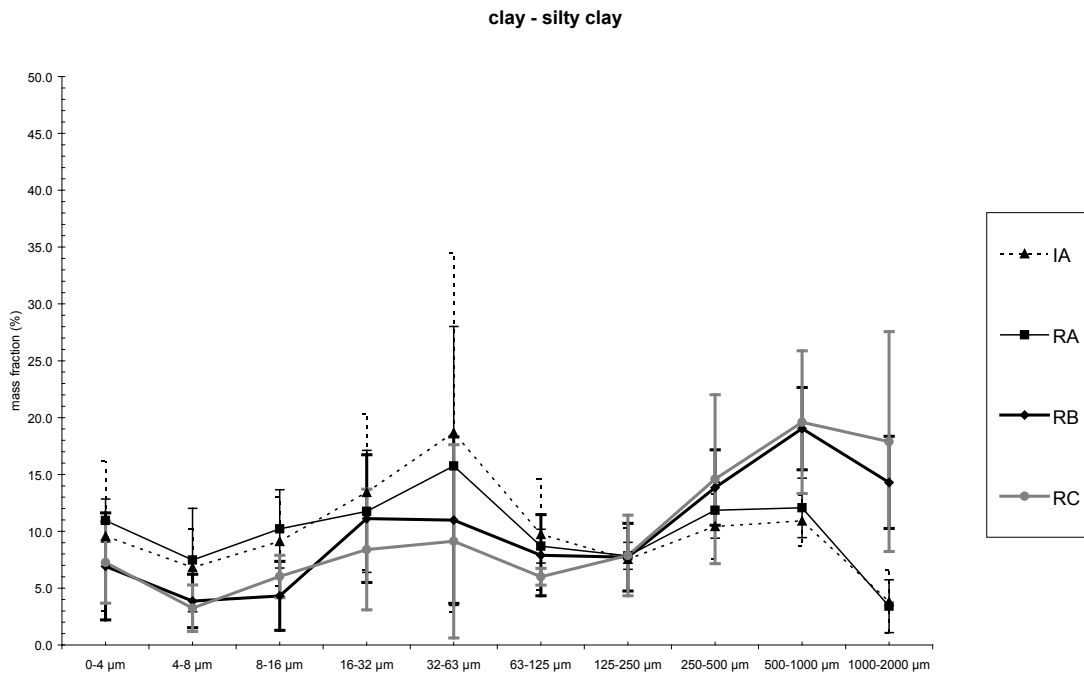


FIG. 3.4: Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the clay and silty clay soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 8 soils).

Figure 3.4 gives the averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment for all the clay and silty clay soils of the WEPP database. The distributions are bimodal as suggested by [Young \(1980\)](#) and [Foster et al. \(1985\)](#). A first class ranges from 16 to 63  $\mu\text{m}$  and a second class ranges from 250 to 1000  $\mu\text{m}$  for the IA and RA curves and from 250 to 2000  $\mu\text{m}$  for the RB and RC curves. There is also a significant fraction of clay-sized particles. The two largest classes involved are much coarser than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix, pointing out the fact that eroded sediment is transported mostly as aggregates of size much greater than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. The aggregate size distributions corresponding to the interrill plots (IA) and the rill plots with rainfall only (RA) have a more pronounced peak in the fine class (16 to 63  $\mu\text{m}$ ), a relatively high content in clay-sized fraction and a less marked peak in the coarse class (250 to 1000  $\mu\text{m}$ ). It is the opposite for the curves relative to the rill plots with rainfall and added flow (RB) and the rill plots with added flow only (RC). Two reasons are possible for explaining these results. Rainfall impact may be responsible for breaking aggregates into smaller elements or rill flow in the absence of added flow may not be competent to transport coarser aggregates ([Parsons et al., 1991](#)). In order to evaluate the results of this analysis a comparison has been undertaken with data derived from other experiments involving soils with the same texture. The

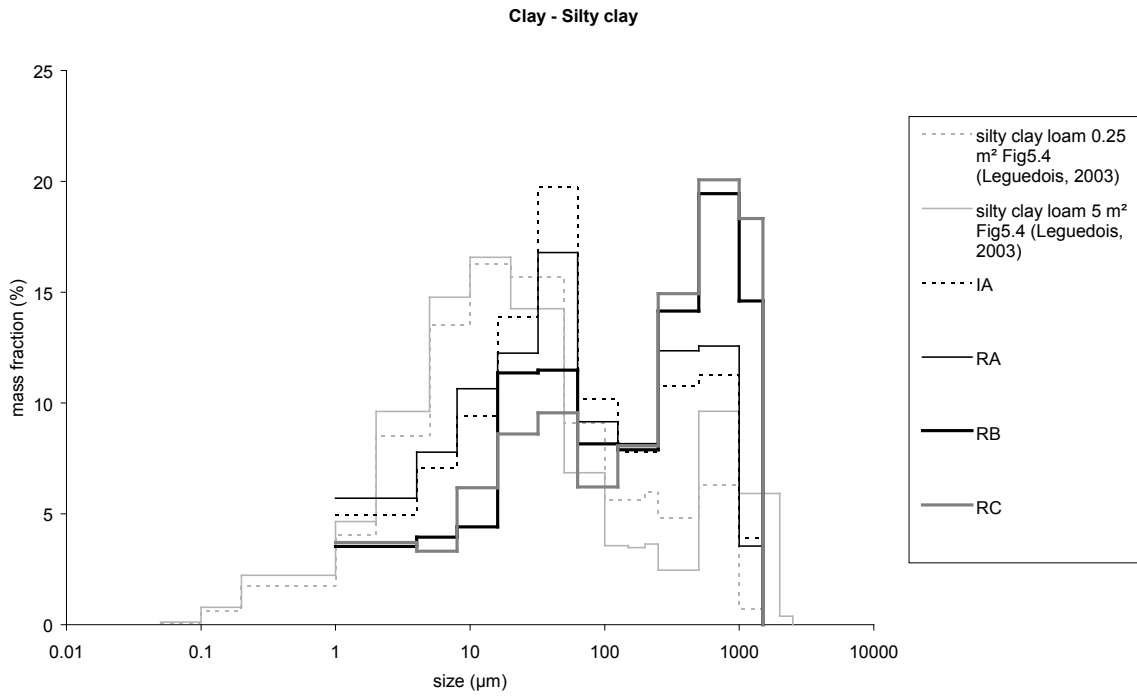


FIG. 3.5: Comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the clay and silty clay soils of the WEPP database and a silty clay loam of the interrill experiment of [Leguédais \(2003\)](#).

results are plotted in Figure 3.5. A log scale is used in abscissa to make the comparison possible. [Leguédais \(2003\)](#) carried out rainfall simulations on plots of  $0.25\text{ m}^2$  and  $5\text{ m}^2$  ( $5\text{ m}$  long by  $1\text{ m}$  wide) with a rainfall intensity of  $30\text{ mm h}^{-1}$  and a microrelief made of furrows for the larger plot. The soil was a silty clay loam with a texture close to that of the clay and silty clay soils of the WEPP database as seen in Figure 3.1. The two classes emphasized in Figure 3.4 are also well defined. The class of fine sediment ranges from  $5$  to  $50\text{ }\mu\text{m}$  and the class of coarse sediment ranges from  $500$  to  $2000\text{ }\mu\text{m}$ . In overall the data of [Leguédais \(2003\)](#) are richer in fine fractions. The experiments of [Leguédais \(2003\)](#) are representative of interrill erosion where the effect of rainfall is predominant and selective deposition of coarse aggregates applies. The class of coarse sediment (in the range  $500$  to  $2000\text{ }\mu\text{m}$ ) is more represented for the experiment on the  $5\text{ m}^2$  plot indicating that the flow is more competent to transport coarse particle. In the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#), rills are  $9\text{ m}$  long and flow discharges are much greater. The flow is therefore competent to transport coarse particles. [Elliot et al. \(1989\)](#) measured the aggregate size distributions using the sieving technique for the fractions of size superior to  $62\text{ }\mu\text{m}$  and the pipeting technique for the finer fractions. [Leguédais \(2003\)](#) applied the sieving technique for fractions superior to  $500\text{ }\mu\text{m}$

and laser diffraction for the finer fractions. There may be a hiatus due to the different methods used to determine the aggregate size distributions.

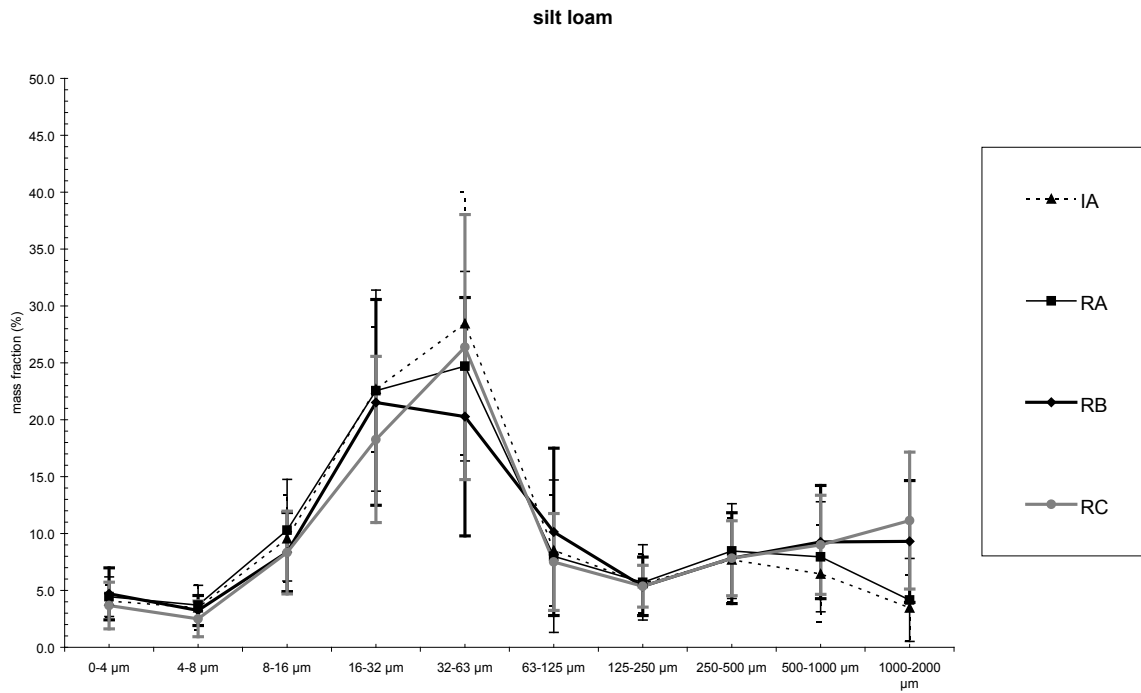


FIG. 3.6: Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the silt loam soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 16 soils).

Figure 3.6 gives the averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment for all the silt loam soils of the WEPP database. The results are rather similar to those presented above for the clay and silty clay loam soils. The aggregate size distributions are still bimodal but there is a dominant class in the range 16 to 62  $\mu m$  and a secondary class in the range 250 to 1000  $\mu m$  for the IA and RA curves and from 250 to 2000  $\mu m$  for the RB and RC curves. The two main classes highlighted here concern fragments of size coarser than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. The fact that the largest size class of sediment is from 16 to 63  $\mu m$  implies that the silt loam soils are very sensitive to erosion since silt-sized fragments are easily entrained by the flow and settle very slowly compared to the coarse sand-sized fragments. The IA and RA curves are lightly richer in the finer class. The RB and RC curves are richer in the coarser class, especially in the fraction 1000 to 2000  $\mu m$ . It seems that the eroded sediment produced by the silt loam soils contains fewer aggregates or at least fewer aggregates of smaller size compared to the clay and silty clay soils. This may be due to the clay content that is lower than 30 % for these soils. Figure 3.7 presents a comparison of aggregate size distributions of exported sediment derived

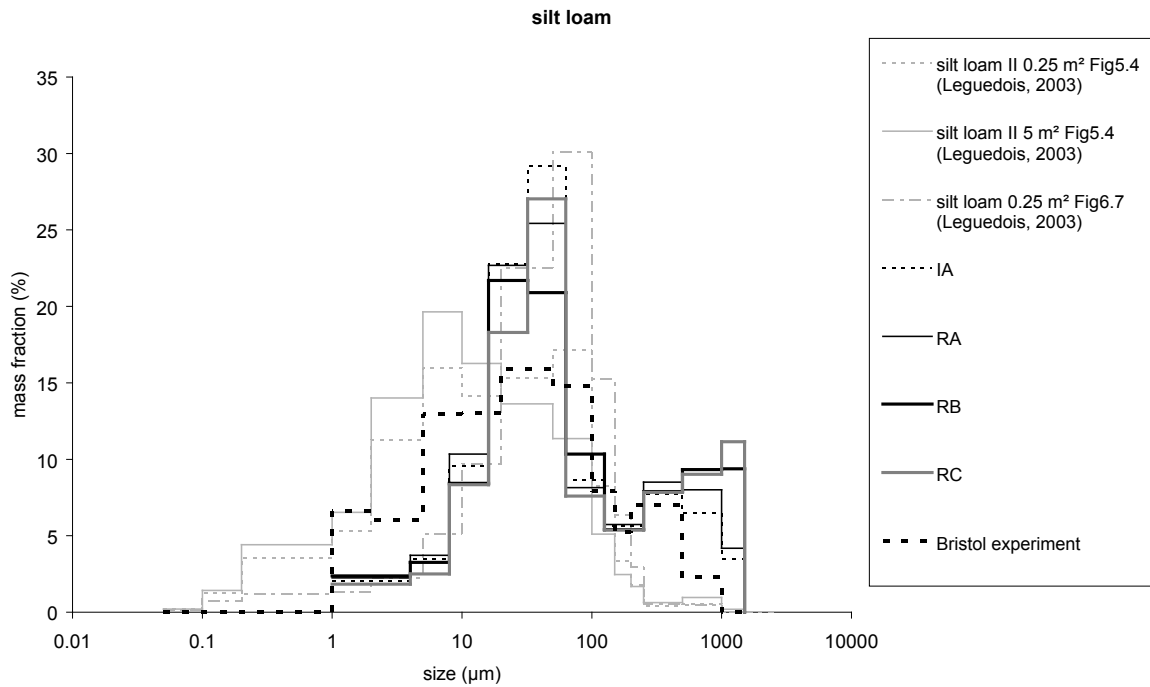


FIG. 3.7: Comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the silt loam soils of the WEPP database with two silt loam soils of the interrill experiment of [Leguédais \(2003\)](#) and the silt loam soil of a hillslope experiment in Bristol.

from different experiments involving silt loam soils. The experiment carried out in February 2006 at the University of Bristol (K. Michaelides) was a rainfall simulation on a plot of 6 m long and 2.5 m wide with a change in slope in the middle of the length to reproduce the transition from a steep segment to a downstream gentle slope causing sediment deposition. Rainfall intensity was  $100 \text{ mm h}^{-1}$  and a run-on discharge of  $16 \text{ L min}^{-1} \text{ m}^{-1}$  distributed over the whole width of the plot was injected from 30' after the beginning of rainfall. The aggregate size distribution displayed relates to the phase when the run-on discharge was applied. The experiments of [Leguédais \(2003\)](#) have been described previously. Two types of silt loam soils were tested at the scale of  $0.25 \text{ m}^2$  and only one type at the scale of  $5 \text{ m}^2$ . For the Bristol experiment, the particle-size distribution of the eroded sediment confirms the existence of a large class in the range 16 to  $63 \mu\text{m}$  and a smaller class in the range 250 to  $500 \mu\text{m}$ . This second class is less extended than for the silt loams soils of the WEPP database where it ranged from 250 to  $1000 \mu\text{m}$  for the IA and RA curves and from 250 to  $2000 \mu\text{m}$  for the RA and RB curves. The aggregate size distribution of the Bristol experiment is also much richer in fractions finer than  $16 \mu\text{m}$  which represent a significant proportion of the eroded sediment. The change in slope may be responsible for preferential deposition of the aggregates coarser than  $500 \mu\text{m}$  and selective exportation of very fine sediment.

For the experiment of [Leguédais \(2003\)](#), the aggregate-size distributions demonstrate a single largest class in the range 2 to 100  $\mu\text{m}$  for the first type of silt loam soil and a single largest class in the range 20 to 100  $\mu\text{m}$  for the second type of silt loam soil. The absence of the second class in the coarse sand-sized fractions may be due to the limited competence of the interrill overland flow. However, for the first type of silt loam soil, the large proportion in the eroded sediment of fragments finer than 20  $\mu\text{m}$  is difficult to interpret. One can see in Figure 3.1 that the two types of silt loam soils have nearly the same texture.

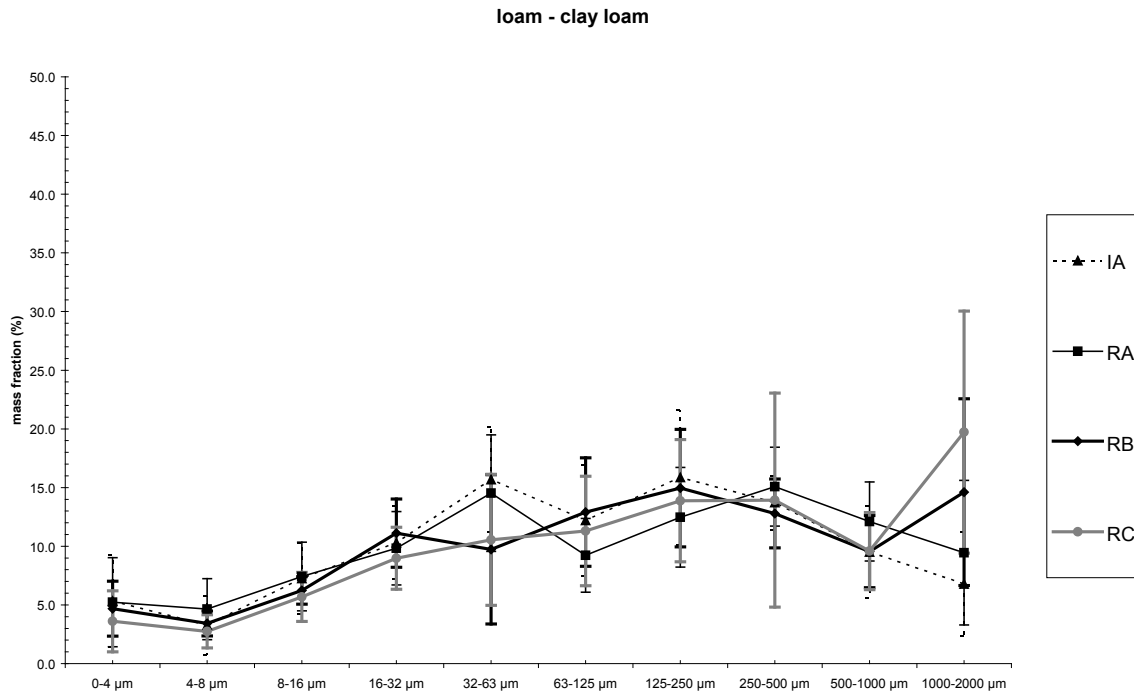


FIG. 3.8: Averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment based on the results of the WEPP database for all the loam and clay loam soils including rill and interrill experiments (means and standard errors calculated using the results for 18 soils).

The loam soils with a high content in very fine sand have been excluded from this analysis because their size distributions are very different, displaying a single peak in the 63 – 125  $\mu\text{m}$  size range and much less significant proportions on each side.

The last group includes the loam and clay loam soils. The loamy soils with a content of very fine sand above 35 % are not considered here. The averaged particle size distributions of the undispersed eroded sediment for all the loam and clay loam soils of the WEPP database are shown in Figure 3.8. The curves are quite uniform. No predominant class of sediment exists. This result could be expected inasmuch as these soils are located at the center of the soil texture

triangle as illustrated in Figure 3.1. The aggregate-size distributions exhibit a light deficit in the finest and the coarsest fractions. The  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment are coarser than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. The IA and RA curves are lightly richer in silt-sized fragments. The RB and RC curves are richer in the fraction 1000 to 2000  $\mu\text{m}$ . These differences may be the result of the breakdown of the large aggregates by rainfall or the selective deposition of the coarse sediment during experiments IA and RA compared to experiments RB and RC. The loamy soils with a content of very fine sand above 35% which are not presented in this study behave in a different way. Their size distributions display a single peak in the 63 – 125  $\mu\text{m}$  size range and much less significant proportions on each side. Figure 3.9 presents the comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the loam and clay loam soils of the WEPP database and for the clay loam soil of the interrill experiment of *Legu  dois* (2003). The aggregate-size distribution corresponding to the clay loam soil of *Legu  dois* (2003) is characterized by a single large class ranging from 1 to 100  $\mu\text{m}$ . The finest fractions and the fractions ranging from 100 to 500  $\mu\text{m}$  are well represented as well. Once again this predominance of fine sediment among the eroded sediment is probably related to the selective deposition of the coarse aggregates during the experiments of *Legu  dois* (2003).

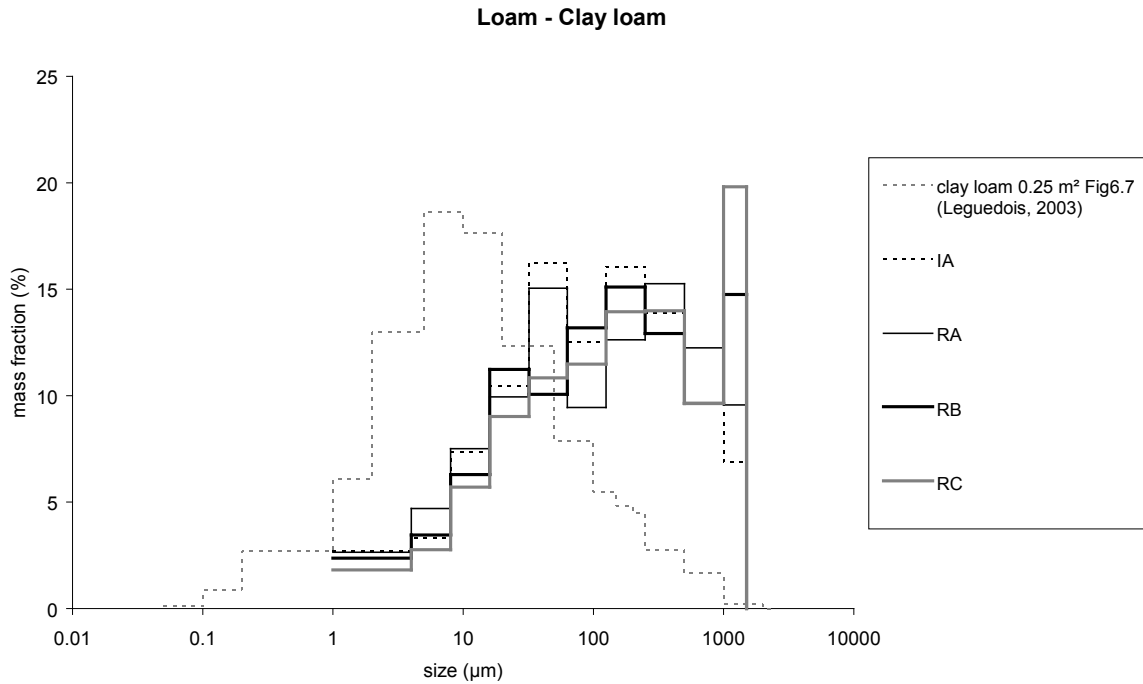


FIG. 3.9: Comparison of the average particle size distributions of the eroded sediment for the loam and clay loam soils of the WEPP database and a clay loam soil of the interrill experiment of *Legu  dois* (2003).



*To summarize the results on the cohesive soils, three groups have been distinguished. The clay, silty and silty clay loam soils are well aggregated. Their typical aggregate-size distribution is bimodal with a peak in the silt-sized range and another peak in coarse sand-sized range. Rainfall has an important role to breakdown the larger very stable aggregates. The silt loam soils are fairly well aggregated too. Their typical aggregate-size distribution presents a major peak in the silt-sized range and a secondary peak in coarse sand-sized range. Finally the typical aggregate-size distribution of the clay and clay loam soils is quite uniform. There is no real peak but rather a predominance of the fragments ranging between 20 and 500  $\mu\text{m}$ . The undispersed eroded sediment is coarser than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix for any of these three groups of soils.*

The results of this analysis reveal that it may be possible to find out relationships between the aggregate-size distributions and the soil textures. Depending on the texture of the soil eroded, a certain class of primary particles or aggregates may predominate whereas other may be completely absent. This kind of information is relevant to improve our understanding of the processes of transport and deposition over the hillslopes. It is also very important for sediment transport modeling. It is questionable to use the same approach for modeling the transport of silt-sized and coarse-sized fragments. The former are transported as suspension and settle very slowly whereas the latter are transported as bed load mainly and are very sensitive to deposition. This study also emphasizes the fact that rill erosion is much less selective than interrill erosion.

### 3.3.2 Flow hydraulics

The analysis of the measured velocities provides information about the hydraulics of eroding rills. In Figure 3.10, the observed velocities measured over Periods 2 and 3 of the experiments for the six soils selected in this study are plotted.

The results suggest that the sorting between the cohesive and the non-cohesive soils previously proposed using the aggregate size distributions still applies when the velocities are considered. The two noncohesive soils, the Amarillo and Bonifay, have higher velocities than the other soils. It is more significant for larger flow discharges. [Nearing et al. \(1997\)](#) described similar results. They plotted the observed velocities versus the flow discharges for two soils using data derived from miniflume, laboratory rill, and field rill experiments. They tested the Cecil and the Miami soils that are also present in the WEPP database. The Cecil is a sandy clay loam soil and the Miami is a silty loam soil. [Nearing et al. \(1997\)](#) pointed out that for low unit discharges, the two

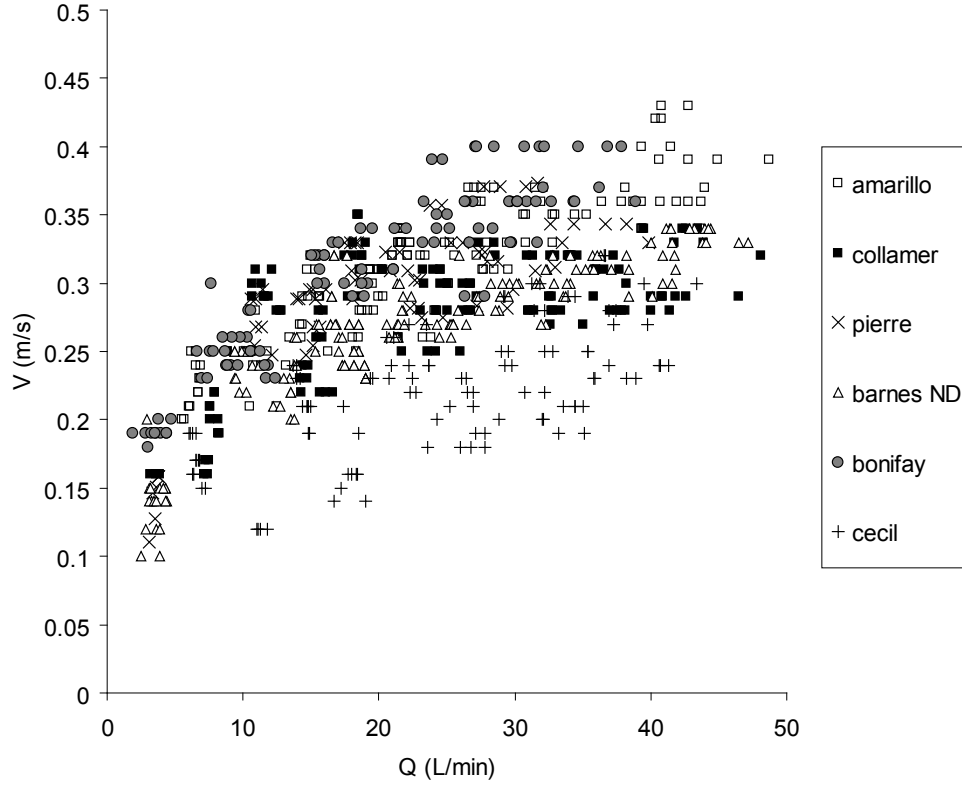


FIG. 3.10: Observed velocities versus flow discharges for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by [Elliot et al. \(1989\)](#)

soils behaved similarly but in the turbulent regime, the Cecil soil exhibited a greater effect of the unit discharge on flow velocity as compared to the Miami soil. They explained that the differences of hydraulic behavior were probably due to the fact that the Miami was more susceptible to the development of erosional roughness than was the Cecil soil. The Miami soil formed deep rills with vertical sides and relatively rough beds with head cuts and plunge pools, whereas the Cecil soil was less cohesive. The sides of the rills were less deep and less steep for the Cecil soil. The authors also plotted the Darcy-Weisbach friction factor  $f$  versus the Reynold's number  $Re$  based on the data collected for these two soils. They observed a consistent trend of decreasing  $f$  with increasing  $Re$  for the Cecil. On the other hand they noted that friction increased when flow rate increased for the Miami soil. For the two soils  $f$  increased with slope.

Laboratory experiments of flow trough pipes have established that  $f$  is inversely proportional to the Reynolds number  $Re$  in the laminar regime with  $f = \frac{96}{Re}$ , while in the turbulent regime it is determined by the roughness ratio ([Savat, 1980](#); [Lawrence, 1997](#)). However [Abrahams et al. \(1992\)](#) have shown that these relations apply only to plane beds where the resistance of flow is

due entirely to grain resistance. The relations between  $f$  and  $Re$  obtained by [Abrahams et al. \(1992\)](#) using field data are convex-upward, positively sloping and negatively sloping and depend on factors such as soil texture, slope, and flow discharge. Using experimental data [Gilley et al. \(1992\)](#) have derived an empirical relationship to calculate the Darcy-Weisbach friction factor  $f$  for flow in eroding rills that is function of the Reynold's number  $Re$  :

$$f = \frac{1350}{Re^{0.934}} \quad (3.1)$$

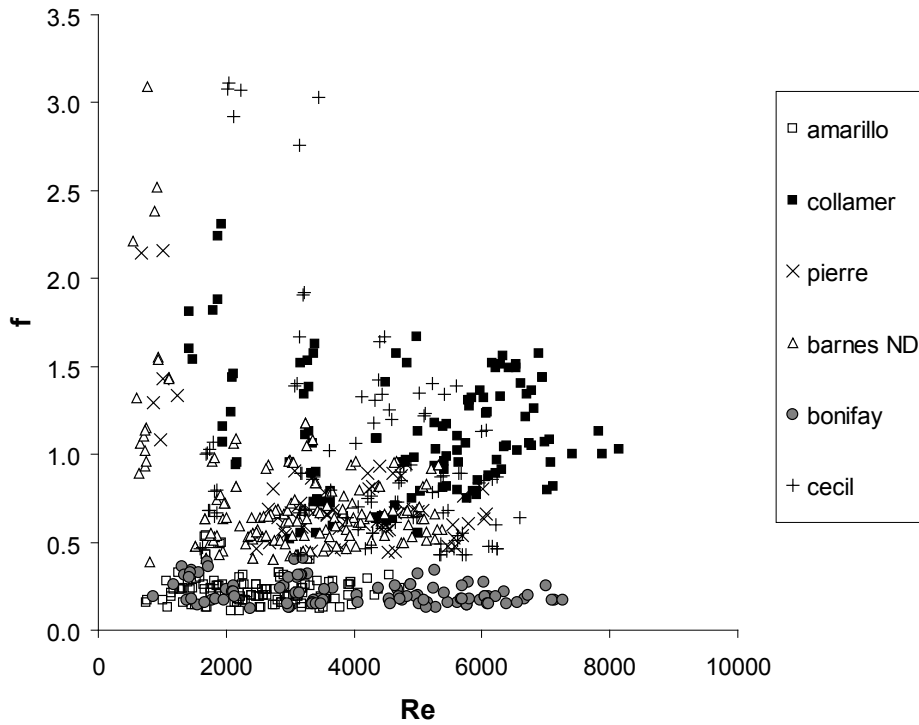


FIG. 3.11: Darcy-Weisbach friction factor versus Reynolds number calculated using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by [Elliot et al. \(1989\)](#)

The total Darcy-Weisbach friction factors derived from the data presented by [Elliot et al. \(1989\)](#) were plotted against the Reynold's numbers in Figure 3.11. The Amarillo and the Bonifay soils which are sandy soils with poor cohesion demonstrate low values of  $f$ , less than 0.5 and constant relationships between  $f$  and  $Re$ . These two soils also have the highest velocities as seen in Figure 3.10. The Collamer, the Pierre, the Barnes\_ND and the Cecil soils which are more cohesive have greater values of  $f$  that range approximately from 0.5 to 3.0. However the data for these soils are so scattered that it is difficult to point out robust relationships between  $f$  and

$Re$ . The highest values of  $f$  are associated with the smaller values of  $Re$ . The Barnes\_ND soil has an initial peak followed by quite constant values of  $f$  comprised between 0.5 and 1.0. For the Pierre soil, the relationship between  $f$  and  $Re$  is rather negatively sloping with values of  $f$  decreasing from about 1.5 to 0.5. The Collamer soil exhibits the highest values of  $f$  comprised between 1.0 and 1.5 at high Reynold's numbers.

The results of [Govers and Rauws \(1986\)](#); [Nearing et al. \(1997\)](#) and the data of [Elliot et al. \(1989\)](#) suggest that form resistance is important in eroding rills. For cohesive soils, form roughness is significant compared to grain roughness, causes bed roughness and lowering velocities and leads to high values of the total friction factor. On the other hand, for non-cohesive soils, grain roughness prevails, form roughness is negligible, values of the total friction factor are much lower and velocities are higher. The relationships between  $f$  and  $Re$  depend mostly on the soil texture and  $Re$  is not a good predictor of hydraulic roughness in eroding rills or at least is not sufficient.

The case of the Cecil soil is problematic. The results presented by [Nearing et al. \(1997\)](#) for this soil are rather different from those of this study as shown in Figure 3.10 and 3.11. [Nearing et al. \(1997\)](#) found that the Cecil soil was a poor cohesive soil with high velocities and low friction factors. The data presented here still exhibit a trend of decreasing  $f$  with increasing  $Re$  but also higher values of  $f$  and lower velocities. A thorough analysis of the data reveals that the Cecil soil exhibits much more roughness during Period 2 than during Period 3 with values as high as 3.0 during Period 2 and values lower than 1.0 during Period 3. A negatively-sloping relationship exists between  $f$  and  $Re$  during Period 2 whereas the relationship is quite constant during Period 3. The experiments carried out by [Nearing et al. \(1997\)](#) did not involve rainfall simulation. Similar flow rates were injected at the top of the laboratory and field rills. The rill lengths were between 3 and 3.4 m and the slopes were between 3 and 20 % in the experiments of [Nearing et al. \(1997\)](#) whereas the rill length was 9 m and the slope was 4.3 % in the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#). The results described by [Nearing et al. \(1997\)](#) indicate that the Cecil field rills exhibited rougher bed than the Cecil laboratory rills. The sediment load measured by [Nearing et al. \(1997\)](#) for the Cecil field rills were much lower than those reported by [Elliot et al. \(1989\)](#) in spite of the larger slopes. The discrepancies between the results may be due to the initial conditions. The behaviour of this soil is not very marked and difficult to predict. It was said previously in this study that the Cecil soil is somewhere between the group of the cohesive soils and the group of the non-cohesive soils.

*Gimenez and Govers (2001)* measured velocities in eroding rills and noneroding rills. They plotted the velocities versus total discharge at four different slopes. They observed that the flow velocity was dependent on the discharge but independent on the slope in eroding rills. On the other hand, in noneroding rills, the velocity was dependent on both the discharge and the slope. The data plotted in Figure 3.10 confirms the dependence of the flow velocity on the discharge although this dependence is more significant at low discharge. In the case of the Collamer the velocity seems to tend toward a plateau due to strong form roughness for this soil. *Gimenez and Govers (2001)* also showed that the Manning's was quite constant in noneroding rills, whereas the coefficient increased with slope in eroding rills due to the strong interactions between hydraulics and erosion. Inspections of the soil surface profile revealed that both an increase in roughness amplitude and frequency tended to counteract the effect of the increase in slope gradient on rill velocity. This produced a succession of pools and steps on the rill bed which can be interpreted as form roughness. No such detailed information on the topography of the rills after erosion is available in the WEPP database.

### 3.3.3 Sediment load and sediment regime

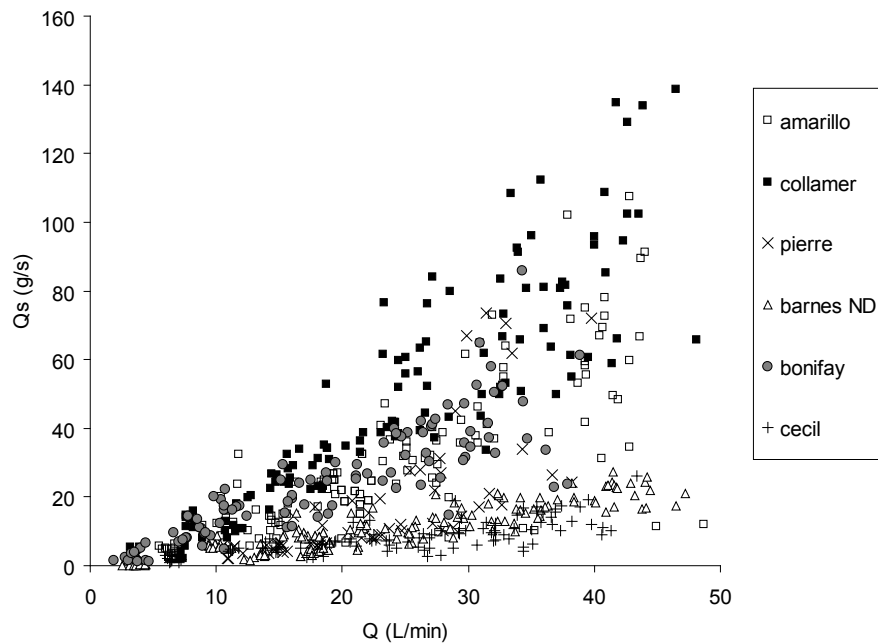


FIG. 3.12: Sediment delivery versus discharge using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by *Elliot et al. (1989)*

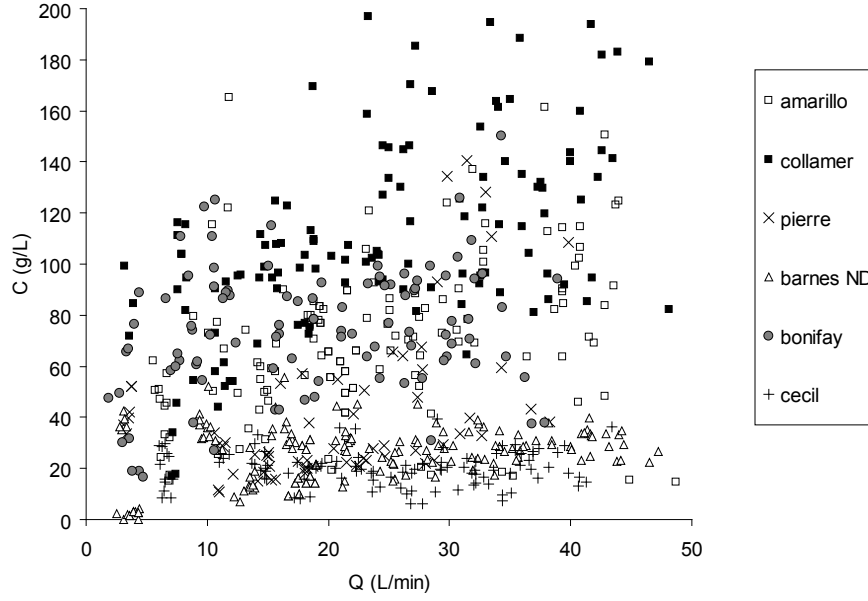


FIG. 3.13: Sediment concentration versus discharge using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by [Elliot et al. \(1989\)](#)

The last point of this study concerns the examination of the sediment delivery data. Figures 3.12 and 3.13 present respectively the sediment discharge and the sediment concentration as a function of flow discharge for the six soils selected in this study over Period 2 and Period 3 of the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#). It is obvious that sediment data show scatter at a high degree of magnitude. This aspect that was also reported by [Huang et al. \(1996\)](#) reveals that sediment data are poorly reproducible and make difficult the evaluation of the models. The Collamer soil gives the highest rates of erosion with sediment discharges as high as  $140 \text{ g s}^{-1}$  for flow discharges greater than  $40 \text{ L min}^{-1}$  which corresponds to sediment concentrations of nearly  $200 \text{ g L}^{-1}$ . Such concentrations are bound to influence flow hydraulics. The sediment loads increase more rapidly above  $25 \text{ L min}^{-1}$  and the sediment concentrations never really reach an asymptotic value. The Amarillo, the Pierre, and the Bonifay soil have sediment loads lightly smaller but still significant. The increase of the sediment delivery with the flow discharge is more linear. The sediment concentrations of the Bonifay soil seem to tend toward an equilibrium concentration after a rapid increase for the lower flow discharges. The four soils mentioned so far exhibit rather a transport-limited behavior since both the sediment loads and the sediment concentration are characterized by high values and never decrease with increasing flow discharges. The Barnes\_ND and the Cecil soils demonstrate much lower sediment loads with values always

below  $30 \text{ g s}^{-1}$  for any flow discharge. Most of the concentrations are less than  $40 \text{ g L}^{-1}$ . The concentrations do not increase for increasing flow discharges. For these two soils the sediment regime is likely to be supply-limited. [Elliot et al. \(1989\)](#) used a constant slope length in their experiments. One of their objectives was to calibrate the detachment parameters of the rill erosion model used in WEPP. [Huang et al. \(1996\)](#); [Nearing et al. \(1997\)](#) affirm that a rill length of  $9 \text{ m}$  may be too long for many soils to derive the detachment parameters as the transport-limiting regime is often reached before.

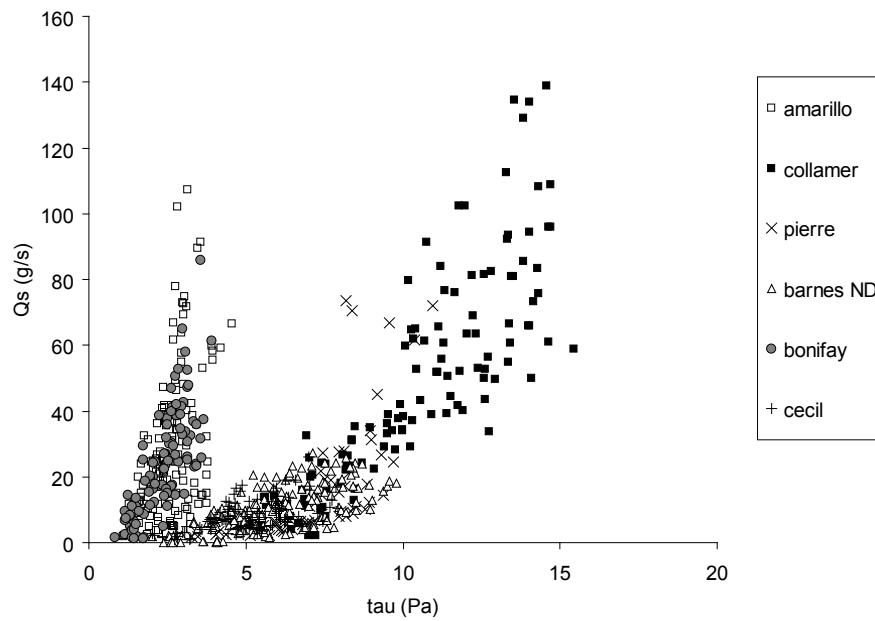


FIG. 3.14: Sediment delivery as a function of shear stress using observed data for the six soils selected in this study over Periods 2 and 3 of the experiments reported by [Elliot et al. \(1989\)](#)

Figure 3.14 gives the sediment load versus the flow shear stress for the six soils selected in this study using the data of [Elliot et al. \(1989\)](#). This figure corroborates the distinction proposed in this study between the cohesive and the non-cohesive soils. The Amarillo and the Bonifay soils which are poorly cohesive are characterized by a rapid and strong increase of the sediment load with the flow shear stress. On the other hand, the Collamer, the Pierre, the Barnes\_ND, and the Cecil soils which are fairly to very cohesive exhibit a threshold before a gentle and then accelerated increase of the sediment load with the flow shear stress. There is nearly no erosion below  $4 \text{ Pa}$ . This result would imply that the type of erosion is not the same for these two groups of soils. The average width of the rills was  $14.1 \text{ cm}$  for the Amarillo and the Bonifay soils, ranged from  $7.7$  to  $10.2 \text{ cm}$  for the Collamer, the Pierre and the Barnes\_ND soils and was  $12.9 \text{ cm}$  for

the Cecil soil. It seems that the erosion was more horizontally for the non-cohesive soils and more vertically for the cohesive soils. Moreover the non-cohesive soils are also characterized by higher values of the Froude number compared to the cohesive soils. According to the data of [Elliot et al. \(1989\)](#) the Amarillo and the Bonifay soils give mostly supercritical flow whereas the other group of soils gives mainly subcritical flow.

### 3.4 Conclusion

This study investigated the behaviors of six soils of different textures in terms of the particle-size distribution of the undispersed eroded sediment, flow hydraulics and sediment delivery using the data collected by [Elliot et al. \(1989\)](#) on rill and interrill plots. The analysis of the aggregate-size distributions of the eroded sediment shows that rill erosion is less selective than interrill erosion. Moreover it seems possible to find some relationships between the soil textures and the composition of the eroded sediment. The non-cohesive soils have a low clay content and a low organic content. They are eroded mostly as primary particles. The  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment is quite close to the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. Most of the eroded sediment is in the range 125 to 1000  $\mu m$ . The cohesive soils have a clay content higher than 15 % and an organic content above 1 %. They are well aggregated and the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment is much larger than the  $D_{50}$  of the dispersed soil matrix. The aggregate size distribution of the eroded sediment is bimodal for the clay, silty clay, silty clay loam, and silt loam soils with a class in the silt-sized range and another class in the coarse sand-sized range. The aggregate size distribution of the eroded sediment is quite uniform for the clay loam and loam soils. Most of the eroded sediment is comprised in the range 20 to 500  $\mu m$ .

Flow hydraulics in eroding rills is characterized by a dependence of the flow velocity on the flow discharge. Non-cohesive soils exhibit high velocities at high flow discharges. Grain roughness prevails and the friction factors are quite low. In cohesive soils, the velocities are lower, especially at high flow discharges. Form roughness is significant and leads to high values of the friction factors. The relationships between the Darcy friction factor and the Reynolds number are complex, in particular for cohesive soils and confirm that  $Re$  is not a good predictor of the hydraulics of



eroding rills or at least is not a unique predictor.

Data on erosion indicate that the transport-limiting regime is common for rills of 9 *m* length. Nevertheless two soils seem to demonstrate a supply-limited regime. The distinction between the non-cohesive soils and the cohesive soils is emphasized by the graph plotting the sediment loads versus the flow shear stresses for the six soils selected in this study. The poorly cohesive soils are very erosive and do not exhibit any threshold. The cohesive soils are defined by a threshold below which erosion is negligible. The silty soils seem to be susceptible to high rates of erosion. All these results need to be confirmed or refuted by other studies involving more soils and more soil textures. The second part of this study will aims at simulating erosion in eroding rills for five of the six soils studied in this paper using a model that accounts for the interactions between flow hydraulics and erosion processes. One of the objective is to know whether such a model is able to account for some complexities of eroding rills such as form roughness or the transport/supply limiting regime. Furthermore it is questionable whether we can use the same approach for modeling erosion of cohesive and non-cohesive soils.

# 4

## L'érosion en rigole : Expériences numériques

Ce chapitre a été soumis en tant qu'article intitulé : Evaluation of sediment transport formulae and detachment parameters in eroding rills using PSEM\_2D and the WEPP database : Part 2 Numerical experiments (*Nord and Esteves*, [submitted\\_b](#)).

## Résumé

Des expériences numériques visant à reproduire les expériences de décrites par *Elliot et al.* (1989) sont effectuées. Cinq des six sols sélectionnés par *Nord and Esteves* ([submitted\\_a](#)) sont impliqués. Le modèle utilisé est PSEM\_2D, un modèle couplant les équations de Saint-Venant à deux dimensions avec l'équation de conservation de la masse des sédiments et le modèle de couplage au premier ordre des termes de transport et d'arrachement. Les paramètres d'infiltration et le coefficient de frottement sont d'abord calés avec soins pour garantir une description correcte de l'hydraulique du ruissellement. La distinction entre les sols cohésifs plus résistants et les sols non-cohésifs est à nouveau mise en évidence. Ces conditions servent de base à l'évaluation de quatre formules de capacité de transport de particules dans les rigoles : les formules de Yalin, Low, Govers USP et Govers ESP. Ces équations n'ont pas besoin d'être calées. Les paramètres d'entrée du modèle d'arrachement utilisé dans cette étude sont ceux qui avaient été calés par *Elliot et al.* (1989) à partir de données observées et du modèle d'érosion en rigole de WEPP. L'équation de Govers USP donne les meilleurs résultats pour les sols cohésifs. Les formules de Low et Govers ESP donnent des résultats satisfaisants pour les sols non-cohésifs. L'équation de Yalin n'est pas recommandée car elle surestime sensiblement les données observées. L'étude se concentre ensuite sur les résultats obtenus pour les sols Barnes\_ND, Bonifay et Collamer afin d'évaluer les régimes d'érosion le long des rigoles et le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement et de transport. Les paramétrisations de l'érosion produisent un régime d'érosion limité par l'arrachement sur toute la rigole pour le sol Barnes\_ND. Un régime limité par le transport est atteint sur une très courte distance pour le sol Bonifay. Un régime limité par l'arrachement à l'amont et limité par le transport à l'aval est obtenu pour le sol Collamer.

## Abstract

Numerical experiments reproduce the rill experiments described by *Elliot et al.* (1989). Five soils of different textures are involved. The model used is PSEM\_2D, a two-dimensional water

flow and erosion incorporating the first order detachment-transport coupling model. The infiltration parameters and the friction factor are calibrated scrupulously to assure a proper description of the flow hydraulics. The distinction between the rougher cohesive soils and the smoother non-cohesive soils is revealed by this calibration. In these conditions, four sediment transport capacity formulae for rills are tested : the Yalin, the Low, the Govers USP, and the Govers ESP equations. These equations do not require any calibration. The erosion parameters for the detachment model were calibrated by [Elliot et al. \(1989\)](#) using observed data and the rill component of WEPP. The Govers USP formula gives the best results for the cohesive soils. The Low and the Govers ESP give acceptable results for the non-cohesive soils. The Yalin equation is not recommended since it overestimates the results in all circumstances. The study then focuses on the results obtained for the Barnes\_ND, the Bonifay, and the Collamer soils to evaluate the erosion regimes along the rill length and the first order detachment-transport coupling model. The detachment parameterization produces a detachment-limiting regime over the whole rill for the Barnes\_ND soil. A transport-limiting regime is reached over a very short flow distance for the Bonifay soil. The Collamer soil experiences a detachment-limiting regime near the upper end of the rill and a transport-limiting regime in the lower part.

## 4.1 Introduction

Rills are important components in the total upland erosion process as they assure the transfer of sediment from the hillslope to the hydrographic network and they can be a large sediment source as well. It is well known that an important part of the sediment eroded on the hillslopes is deposited before entering into the hydrographic network. Studies involving tracing techniques ([Walling, 1990](#); [Polyakov and Nearing, 2004](#); [Walling, 2005](#)) have contributed to provide valuable data on the spatial and temporal dynamics of sediment delivery within a small catchment. Modeling the processes involved in rills is a complementary need to evaluate the transport capacity of the rills and estimate the sediment loads leaving a hillslope during a rainfall event. [Foster and Meyer \(1972\)](#) and then [Foster \(1982\)](#) developed an important background for modeling the upland erosion based on an explicit distinction between interrill and rill erosion and the fundamental equation for the mass conservation of the eroded sediment. Based on these studies [Nearing et al. \(1989\)](#) proposed a physically-based soil erosion model (WEPP) involving a first order detachment-transport coupling model for the rill erosion component. [Hairsine and Rose](#)

(1992a) followed an alternative approach to model rill erosion. They considered detachment and deposition as simultaneous processes and the sediment concentration as the result of the equilibrium between these two processes.

Experimental studies have been useful to develop and test the sediment transport capacity formulae. *Govers* (1992) undertook a thorough evaluation of sediment transport capacity formulae for overland flow using a large amount of data derived from the literature and collected under laboratory conditions. The author tested existing formula developed from observations in channels and alluvial rivers such as the Yalin's formula (1963) and the Low's formula (1989) and proposed simple empirical equations based on shear stress, unit stream power (Govers USP) and effective stream power (Govers ESP). He concluded that none of the equations yields good predictions over the whole range of conditions tested. Nevertheless he mentioned that the empirical equations developed from his data, as well as the formula of Low, showed reasonable to very good agreement with other datasets and that they can be used in erosion models, more specifically for rill conditions. *Ferro* (1998) evaluated different sediment transport capacity equations for overland flow. He calibrated the sediment transport capacity relationship used in the WEPP model with the Yalin formula and the Govers' empirical formula based on shear stress. For each formula, *Ferro* (1998) expressed the transport coefficient of WEPP as a function of the Shields number (also called the dimensionless shear stress). He showed that the transport coefficient depends on the hydraulic conditions (small- or large scale roughness). He concluded that the use of these transport coefficient relationships is possible but requires a calibration step. He also tested the Low's formula and transformed it as a stream power equation.

Given the complexity of flow hydraulics and erosion processes in rills and their interactions, *Lei et al.* (1998) set up a mathematical model to simulate dynamically and spatially varied hydraulic and erosion processes in rills. The hydrodynamic equations were used to describe one-dimensional water flow in a width-varied rill. A detachment-transport coupling model was involved to calculate the sediment source/sink term. The model introduced a feedback loop between erosion, hydraulics, and bed form. The purpose of this study was to gain a more complete understanding of the evolutionary process of rill development. It was a first attempt to develop an evolutionary model which mimics rill evolution by changing rill morphology over time and space. The results showed that hydraulic and erosion variables change very much with downslope distance causing both erosion and deposition in the same rill. The way the rills are eroded in the

simulations depends largely on the model selected to describe the detachment and the transport of the sediment.

Experimental studies have contributed to provide data to examine the validity of the first-order detachment-transport coupling model. [Huang et al. \(1996\)](#) undertook a field experiment involving rills with clear water introduced at the upslope end. Sediment delivery from different channel lengths and inflow rates was measured. Their results revealed that rill detachment and transport are not coupled processes. In the upper reach of a channel, the sediment load was limited by a soil-dependent detachment rate. For longer channels, transport capacity controls the sediment delivery. [Merten et al. \(2001\)](#) tested experimentally the sediment coupling relationship for detachment in a laboratory rill. They measured the sediment loads exiting the rill as well as detachment and deposition along the rill. It appeared that detachment rate decreases as sediment load increases in a proportional way.

[Merten et al. \(2001\)](#) also investigated the mechanism responsible for the reduction in detachment rate when sediment load is injected. This was done by introducing bed-load size sediment in one case and suspended-load size sediment in the second case. They suggested that protection of the soil by bedload and reduction of turbulence by suspended-load both contribute to limit the detachment rate. [Polyakov and Nearing \(2003\)](#) focused on the hydraulics of rill flow, sediment size distribution and sediment transport capacity in an 8 m long and 0.61 m wide hydraulic flume filled up with cohesive soil. The experiment was designed to provide data on transport capacity of rill flow both with additional sediment input (net deposition case) and without additional sediment input (net detachment case). The authors showed that equilibrium sediment concentration is much greater when excess sediment is added to the flow than when no sediment is added for the same discharge.

This study proposes to continue exploring the interactions between hydraulic and erosion processes in rills using PSEM\_2D ([Nord and Esteves, 2005](#)), a two-dimensional flow and erosion model accounting for morphological changes. Different transport capacity formulae are implemented in PSEM\_2D. A calibration of flow discharge and velocity is undertaken within the limits of the Saint-Venant equations. Simulated sediment loads exiting the rill are compared with the observed data of the WEPP database ([Elliot et al., 1989](#)). The objectives of this study are to evaluate different sediment transport capacity formulae and the first order detachment-transport coupling model.

## 4.2 Materials and methods

In a first paper *Nord and Esteves* (submitted\_a) selected six soils of different textures from the WEPP database (*Elliot et al.*, 1989) and analyzed the data in terms of aggregate-size distribution of eroded sediment, flow hydraulics and sediment delivery. In this study we still consider the same soils except the Cecil and we use PSEM\_2D to carry out numerical experiments that reproduce the conditions of Period 2 of the experiments of *Elliot et al.* (1989). We then compare the simulated results with the observed data examined in the first paper. The description of the model and the details of the numerical experiment are presented below.

### 4.2.1 Description of the model

#### 4.2.1.1 General presentation

PSEM\_2D is a two-dimensional numerical model based on an explicit finite difference scheme coupling infiltration, overland flow and soil erosion processes. Infiltration is computed using a Green and Ampt model, overland flow is computed using the depth-averaged two-dimensional unsteady flow equations (Saint-Venant equations), and sediment concentration is computed by combining the equation of mass conservation of sediment and the first-order detachment-transport coupling model for rill erosion. The formation of a covering cohesionless layer as a result of deposition and action of rainfall impact before runoff is considered. The erosion processes involved are rainfall and runoff detachment of original soil, rainfall redetachment, and overland flow entrainment of sediment from the covering cohesionless layer, and deposition. The model uses a single representative particle size. Coupling of the erosion model to the numerical solutions of the Saint-Venant equations is made by calculation of bed elevation at the end of each time step as a result of erosion or deposition. A more detailed description of the model is given by *Nord and Esteves* (2005). The development of PSEM\_2D is an attempt to improve the understanding of the interactions between hydraulic and erosion processes at the plot scale. The main consequence of this modeling approach is that real steady state conditions do not exist. Strong interactions between flow hydraulics and bed erosion may lead to numerical shocks or instabilities in rapidly changing conditions.

#### 4.2.1.2 Transport capacity formulae

The first order detachment-transport coupling model proposed by *Foster and Meyer* (1972) is used in PSEM\_2D for erosion by runoff. This model requires the determination of a sediment transport capacity. An objective of this study is to evaluate different transport capacity formulae taken in the literature that have been showed to give moderately good results. Four transport capacity formulae were implemented in PSEM\_2D for this study : the formula of *Yalin* (1963) based on shear stress, the formula of *Low* (1989) based on stream power, and two empirical formulae proposed by *Govers* (1992) based on unit stream power and effective stream power.

##### Formula of *Yalin* (1963)

The *Yalin* (1963) equation is a classic excess shear stress bedload formula based on physical principles and calibrated using experimental data collected in channels or rivers. The *Yalin* (1963) equation is defined as :

$$T_c = A \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \rho^{1/2} \tau^{1/2} D_s g \quad (4.1)$$

in which  $T_c$  is the sediment transport capacity,  $\rho_s$  is the sediment density,  $\rho$  is the water density,  $\tau$  is the flow shear stress,  $D_s$  is the diameter of the sediment and  $g$  is the gravitational acceleration and

$$A = 0.635 \gamma \left[ 1 - \frac{1}{\beta} \ln(1 + \beta) \right] \quad (4.2)$$

$$\gamma = \frac{Y}{Y_{cr}} - 1 \quad (4.3)$$

$$\beta = \frac{2.45}{\left( \frac{\rho_s}{\rho} \right)^{0.4}} Y_{cr}^{0.5} \gamma \quad (4.4)$$

In which  $Y$  is the Shields number defined by :



$$Y = \frac{\tau}{D_s (\rho_s - \rho) g} \quad (4.5)$$

And  $Y_{cr}$  is the critical value of the Shields number for incipient motion of sediment particles. In this study the values of  $Y_{cr}$  are determined using the Shields curve proposed by [Yalin and Karahan \(1979\)](#).

The Yalin equation was incorporated in the erosion component of WEPP [Foster et al. \(1995\)](#) although relatively few attempts had been made to evaluate the performance of this formula in overland flow conditions ([Alonso et al., 1981](#); [Govers, 1992](#); [Ferro, 1998](#)). The Yalin equation was rearranged in a mathematical form useful for deducing an explicit relationship for estimating the transport coefficient of the transport capacity equation of the WEPP model ([Foster et al., 1995](#)) :

$$T_c = K_t \tau^{3/2} \quad (4.6)$$

In which  $K_t$  is the transport coefficient defined by :

$$K_t = \frac{A}{Y \rho^{1/2}} \quad (4.7)$$

#### Formula of [Low \(1989\)](#)

The [Low \(1989\)](#) equation which is a modified version of the formula of [Smart \(1984\)](#) to account for density effects can be expressed as follows :

$$T_c = \frac{6.42}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^{0.5}} (Y - Y_{cr}) D_s S_f^{0.6} \bar{V} \rho_s \quad (4.8)$$

where  $S_f$  is the friction slope and  $\bar{V}$  is the depth-averaged flow velocity in the direction of the flow.

According to [Govers \(1992\)](#) this formula is interesting because it is the only formula that has been developed using experimental data obtained on steep slopes, although unit discharges were considerably higher and sediment sizes considerably coarser than those used in overland flow

experiments. The method proposed by [Ferro \(1998\)](#) was used to transform the Low's formula as a stream power equation in which a stream power coefficient, depending on Shields parameter, slope, sediment water-specific weight, appears :

$$T_c = K_{SP} SP \quad (4.9)$$

In which  $SP$  is the stream power and  $K_{SP}$  is the stream power coefficient expressed as :

$$K_{SP} = \frac{6.42 \frac{\rho_s}{\rho} (Y - Y_{cr})}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^{0.5} S_f^{0.4} g \frac{h}{D_s}} \quad (4.10)$$

where  $h$  is the flow depth.

At all times we encounter the ground slope  $S$  in the formulae we substitute it by the energy slope  $S_f$ .

#### Formula of [Govers \(1992\)](#) based on the Unit Stream Power (USP)

[Govers \(1992\)](#) also calibrated a unit stream power formula for particles of quartz of size comprised between 58 and 218  $\mu m$  :

$$T_c = \frac{86.7 (S_f \bar{V} - 0.005)}{\sqrt{D_s}} q \quad (4.11)$$

where  $q$  is the unit flow discharge and  $\tau_c$  the critical shear stress of the non-cohesive particles.

#### Formula of [Govers \(1992\)](#) based on the Effective Stream Power (ESP)

[Govers \(1992\)](#) calibrated an excess effective stream power formula based on his data for particles of quartz of size comprised between 127 and 414  $\mu m$ . The equation is defined by :

$$\log T_c = 1.081 \log \left( \frac{(\tau \bar{V})^{1.5}}{h^{2/3}} - \frac{(\tau_c \bar{V})^{1.5}}{h^{2/3}} \right) - 2.528 \quad (4.12)$$

in which  $\frac{(\tau \bar{V})^{1.5}}{h^{2/3}}$  is the effective stream power.

[Ferro \(1998\)](#) highlighted that the advantage of effective stream power compared to the stream power is that it is not influenced by the flow depth.

#### 4.2.1.3 Boundary conditions at the upper end of the rills

The boundary conditions are crucial in this study. The conditions at the downstream end were given by [Nord and Esteves \(2005\)](#). At the upper end, a flow discharge is injected. We control the flow discharge delivered and we calculate the water depth using the kinematic wave approximation. The longitudinal velocity is derived from the flow discharge and the flow depth and the transversal velocity is assumed to be zero. There is no sediment concentration injected at the upper end.

### 4.2.2 Numerical experiment

#### 4.2.2.1 A standard topography

A standard topography is used in this study to represent the rills tested by [Elliot et al. \(1989\)](#). The rills are 9 m long and 0.5 m wide with a uniform trapezoidal cross-section shape. The standard profile of the rills presents a 0.1 m wide trough and two adjacent ridges of 0.05 m wide connected to the trough by side slopes. The rills are 0.05 m deep. The spatial resolution is 0.05 m in the two horizontal directions. The longitudinal slopes calculated as the average of the slopes of the six rills ranged from 3 to 9 % as shown in Table 4.1. The rills are considered in pairs in this study as shown in Figure 4.1 since in the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#), the rills were formed using a ridging tool mounted on a small tractor. Actually in this study, the rills are extended 1 m upstream the upper end and 1 m downstream the lower end to improve the treatment of the boundary conditions as shown in Figure 4.1. The whole length of the rills involved in this study is thus 11 m. The flow discharge is injected over the whole width of the upper limit. The flow naturally converges toward the troughs of the rills as indicated by the velocity vectors. This zone of convergence allows avoiding the local injection of the flow discharge straight into the troughs of the rills. As clear water is injected and flow discharge may be as high as  $40 \text{ L min}^{-1}$  for each rill, erosion would be accentuated at the upper reach of the rill if flow was injected over the three lowest nodes of the rill profile. This would cause numerical instabilities or numerical shocks as a result of rapidly changing surface slopes. A similar divergence zone is included at the end of

the rills to prevent from regressive erosion. [Govers \(1992\)](#) observed that the drawdown of the water surface near the flume outlet was such that sediment transport was intensified, so that excessively high sediment transport rates were measured.

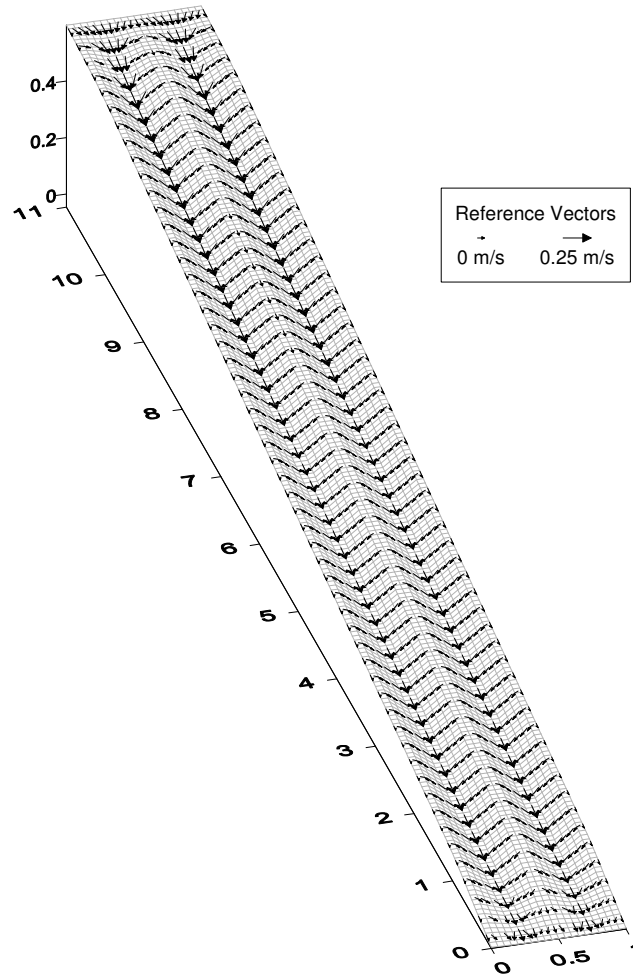


FIG. 4.1: Velocity vectors for the Barnes\_ND ( $D_s = 115 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP at 5 min after the beginning of Period 2

The geometrical characteristics of the rills tested in this study are common in the literature. In the experimental study carried out by [Polyakov and Nearing \(2003\)](#), the rill was 8 m long and 0.61 m wide and a slight-V shape with approximately 2 % side slopes was formed. In the study reported by [Gimenez et al. \(2004\)](#) the rill was 4.5 m long, 0.4 m wide with a 0.05 m deep longitudinal central depression with a flat bottom. It is therefore possible to refer to these studies for comparing values of unit water discharges, sediment concentration or morphological evolution of rills.

#### 4.2.2.2 Calibration procedure

In this study we reproduce the conditions of Period 2 (RB) of the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#). During this period, rainfall plus different inflow rates were applied at the upper end of each rill. We select the Amarillo, the Pierre, the Barnes\_ND, the Bonifay, and the Collamer soils. A particular attention is given to the description of the hydraulics of flow. The infiltration parameters are calibrated manually to reproduce the observed discharges. The frictions factors are carefully adjusted to obtain the simulated velocities as close as possible to the measured ones for each inflow rate. The erosion parameters are directly derived from the WEPP database without any calibration. The objective is to apply the erosion parameterizations calibrated by [Elliot et al. \(1989\)](#) using the rill erosion component of WEPP to a two-dimensional flow and erosion model accounting for morphological changes and test whether these parameterizations still make sense.

Soil name	$K_s$ ( $m s^{-1}$ )	$h_f$ ( $m$ )	Water temp ( $^{\circ}C$ )	average $S$ (%)	$\tau_{sol}$ ( $Pa$ )	$K_r$ ( $s m^{-1}$ )	$D_{50}$ texture ( $\mu m$ )	$D_{50}$ undispersed eroded sediment ( $\mu m$ )	$\rho_s$ undispersed eroded sediment ( $kg m^{-3}$ )
Amarillo	$2.0E^{-6}$	0.22	23.5	3.59	1.6	0.0356	230	150	2650
Pierre	$1.5E^{-7}$	2.00	27.0	6.65	4.8	0.0109	4	280	2000
Barnes_ND	$3.0E^{-6}$	0.20	22.5	5.78	2.5	0.0032	28	115	2000
Bonifay	$2.0E^{-5}$	0.12	26.0	3.98	1.0	0.0157	310	200	2650
Collamer	$1.2E^{-7}$	1.10	19.0	8.68	6.3	0.0215	14	45	2000

TAB. 4.1: The calibrated infiltration parameters and other input parameters including the water temperature, the average slope, and the erosion parameters

### Infiltration

Infiltration is computed using a Green and Ampt equation described in details by [Esteves et al. \(2000\)](#). The infiltration parameters are the hydraulic conductivity at natural saturation  $K_s$ , the wetting front capillary pressure head  $h_f$ , and the initial and saturated volumetric water contents  $\theta_s$  and  $\theta_i$  respectively. The use of a Green and Ampt equation is questionable, especially in the case of the clay soils. It is probably not suitable to concentrated flows of a few centimeters depth where transmission losses or saturation overland flow may occur. However our purpose is to reproduce the flow rates measured during Period 2. We do not attempt to reproduce the transient regime of infiltration observed during the beginning of Period 1 before runoff equilibrium. We consider the soils are saturated during Period 2 and the infiltration rates are nearly constant. We calibrate the values of the hydraulic conductivity and the wetting front capillary pressure head using all the flow discharges measured by [Elliot et al. \(1989\)](#) for the five soils tested during Period 2. The adjusted parameters are given in Table 4.1. The simulated discharges are examined

at the end of the real rills, that means before entering the divergence zone, one meter upstream of the lowest end in Figure 4.1.

### Flow hydraulics

The friction slopes are approximated using the Darcy-Weisbach equations in PSEM\_2D. *Nord and Esteves* (submitted\_a) analyzed the Darcy-Weisbach friction factors  $f$  derived from the observed data of *Elliot et al.* (1989) for the five soils selected in this study and showed that the  $f - Re$  relationships were complex.  $Re$  is not a good predictor of hydraulic roughness in eroding rills or is not sufficient. Predictive relationships for estimating the friction factor cannot be used unless a lot of information is known for the soil (*Nearing et al.*, 1997). For this reason it was decided in this study to calibrate manually the total friction factors for each inflow rate using the measured mean velocities. The simulated velocities were averaged over the 6 last meters of the 9 m rills. The friction factor was assumed uniform spatially over the rills. The calibration of this coefficient was carried out in eroding rill conditions. *Govers* (1992) stated that data concerning the effect of sediment load on mean flow velocity are ambiguous. *Guy et al.* (1992) found that mean surface velocities of sediment-laden flow were higher than those measured in clear. *Merten et al.* (2001) observed that the presence of a high concentration of sediment in runoff has a considerable effect on the velocity profile and turbulence structure. It reduces the intensity of turbulence. The friction factors calibrated for each flow rate and for each soil are presented in Table 4.2. The influence of the sediment concentration on the hydraulics of flow is not taken into account in PSEM\_2D. However the calibration of the friction factors in rill eroding conditions allows to account for some interactions between the flow hydraulics and the erosion processes.

added flow rate ( $L\ min^{-1}$ )	calibrated $f$				
	amarillo	Pierre	Barnes_ND	Bonifay	Collamer
7	0.6	0.8	0.90	0.8	1.0
14	0.6	1.0	0.95	0.7	1.2
21	nr	1.1	1.0	0.6	1.6
28	nr	1.1	1.0	nr	2.1
35	nr	1.2	0.95	nr	2.3
42	x	x	0.9	x	x

TAB. 4.2: The friction factors calibrated for each added flow rate and for each soil in rill eroding conditions using the velocities measured during period 2 of the experiment.

nr : the simulation did not reach this step ; x : not tested by *Elliot et al.* (1989)

## Erosion

The four sediment transport capacity formulae presented above do not require any additional parameter. The rill erodibility parameter  $K_r$  and the critical shear stress for cohesive soil  $\tau_{sol}$  are derived from the WEPP database. They were calculated by [Elliot et al. \(1989\)](#) by linear regression using the equations of the rill erosion component of WEPP and the observed data. Rainfall detachment and rainfall redetachment are not considered in this study as we assume that the effect of rainfall on sediment transport is negligible during Period 2 of the experiment of [Elliot et al. \(1989\)](#). [Ferro \(1998\)](#) assessed the influence of rainfall on sediment transport capacity based on different studies of the literature and recalled that the rainfall contribution to total transport becomes negligible when the flow depth is greater than three times the raindrop diameter ([Sharma et al., 1993](#)). The other parameters needed in PSEM\_2D are the median particle diameter of the sediment  $D_{50}$ , the water temperature, the sediment density  $\rho_s$ , the water density  $\rho$ , and  $\Phi$  a coefficient that accounts for the degree of mixing of the sediment concentration within the flow depth. The  $D_{50}$  of the soil matrix and of the undispersed eroded sediment and the water temperature are given in Table 1. These values result from the analysis carried out by [Nord and Esteves \(submitted\\_a\)](#) on the comparison between the particle size distributions of the soil matrix and the eroded sediment. During the calibration phase, we only use the  $D_{50}$  of the soil matrix and a sediment density of  $2650 \text{ kg m}^{-3}$ . Subsequently, the same simulations are run with the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment to test the effect of the sediment size and sediment density on the sediment loads. The sediment density is  $2650 \text{ kg m}^{-3}$  for the primary particles. It is the case for the  $D_{50}$  of the sediment eroded from the non-cohesive soils (Amarillo and Bonifay). The sediment density is  $2000 \text{ kg m}^{-3}$  for the aggregates according to several studies ([Davis et al., 1983](#); [Rhoton et al., 1983](#); [Foster et al., 1985](#)). It is the case for the  $D_{50}$  of the sediment eroded from the cohesive soils (Pierre, Barnes\_ND, and Collamer). The water density is a function of the temperature. Turbulence is high enough to mix the sediment concentration within the flow depth. The value of  $\Phi$  is therefore set to 1.

## 4.3 Results and discussion

### 4.3.1 Hydraulics

The friction factors calibrated for each inflow rate and for each soil using the mean velocities measured during Period 2 are given in Table 4.2 and plotted in Figure 4.2. The added flow rates range from 7 to 35  $L\ min^{-1}$  for all the soils but the Barnes\_ND for which they range from 7 to 42  $L\ min^{-1}$ . The calculated velocities are presented in Figure 4.3. The frictions factors were calibrated manually so that the simulated velocities corresponding to the four sediment transport capacity formulae were within the observed data. The simulations for the Amarillo and the Bonifay soils stop before the end of Period 2. This problem will be discussed further on. An important result is that the model reaches to reproduce a part of the complexity of the flow hydraulics highlighted by *Nord and Esteves (submitted\_a)*. For instance the distinction between the cohesive and the non-cohesive soils appears in Figure 4.2. Low values of the friction factor are associated to the Bonifay and the Amarillo soils.  $f$  is about 0.6 for the Amarillo soil and is comprised between 0.6 and 0.8 for the Bonifay soil with a decreasing trend when the flow discharge increases. These values are lightly higher than those derived by *Elliot et al. (1989)* using their measured data. Nevertheless, given all the simplifications made in this study such as the use of a standard topography, it is interesting to note that the Amarillo and the Bonifay soils behave quite similarly and in a different way compared to the other soils. The Pierre, the Barnes\_ND, and the Collamer soils which are cohesive demonstrate larger values of the friction factor. The analysis of the observed data had shown that these soils were characterized by form roughness (*Nord and Esteves, submitted\_a*). For the Pierre soil,  $f$  is between 0.8 and 1.2 and raises when the flow discharge increases. For the Barnes\_ND soil,  $f$  is relatively stable and is between 0.9 and 1.0. The Collamer soil is the roughest soil with  $f$  increasing from 1.0 for the lowest inflow rate to 2.3 for the highest inflow rate. The order of magnitude of the friction factor is good compared to the data discussed by *Nord and Esteves (submitted\_a)*. The way the soils are arranged is also satisfactory. The Collamer soil is the most resistant soil especially at the higher inflow rates. The Pierre and the Barnes\_ND soils are intermediate between the Collamer and the non-cohesive soils. On the other hand the model does not reproduce the initial peak of  $f$  for the lower values of the inflow rates for the cohesive soils. In Figure 11 of the precedent paper (*Nord and Esteves, submitted\_a*), the friction factor of the Pierre, the Barnes\_ND, and



the Collamer soils raised up to the 4.0 for Reynolds' numbers inferior to 2000. Larger values of  $f$  are often associated to interrill overland flow [Gilley et al. \(1992\)](#).

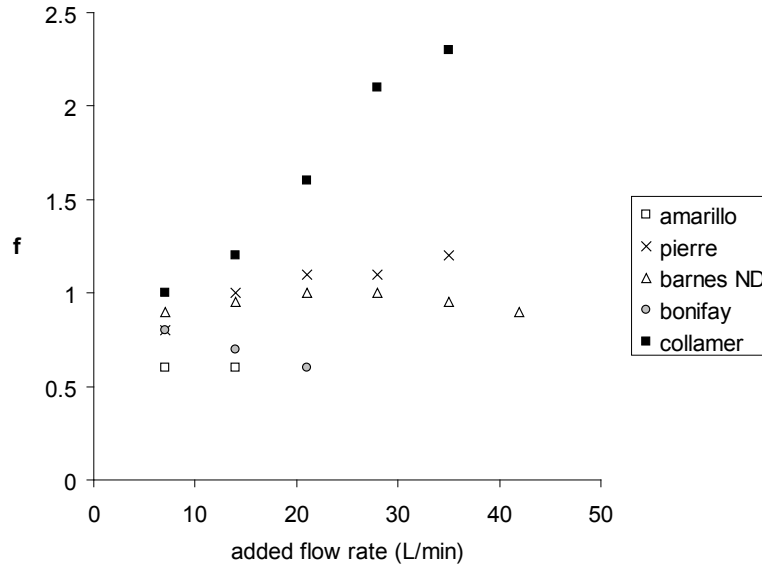


FIG. 4.2: The calibrated friction factors versus the added flow rates for each soil in rill eroding conditions using the velocities measured during Period 2 of the experiment

The results presented in Figure 4.3 show that, for each soil, the calculated velocities corresponding to the four transport capacity formulae are not distinguishable at the beginning of the simulation. They become different as the inflow rate increases as a result of specific erosion and changing of the bed morphology that affect the flow hydraulics. The unexpected falls of the calculated velocities over a short period of time after injections of larger inflow rates for the Pierre, the Barnes\_ND, and the Collamer soils are due to numerical oscillations when the upstream boundary condition and the friction factor are changed. This model is more sensitive to this instabilities when  $f$  is larger than 1.0.

The main limit of this study is the parameterization of the frictional resistance for each inflow rate and the use of a spatially uniform value over the whole plot that remains constant between two injections of flow discharge whatever the evolution of the bed profile. The calibrated value incorporates all sources of energy losses such as due to the difference between the standard topography selected in this study and the real topography observed in the field, the absence of temporal evolution of the friction factor in the model especially when the bed surface changes significantly. This concept is supported by [Gimenez and Govers \(2001\)](#) who considered that the hydraulic conditions in the rill result from a certain equilibrium between the erosive agent and the resistance offered by the soil. Although the calibration procedure applied in this study provides

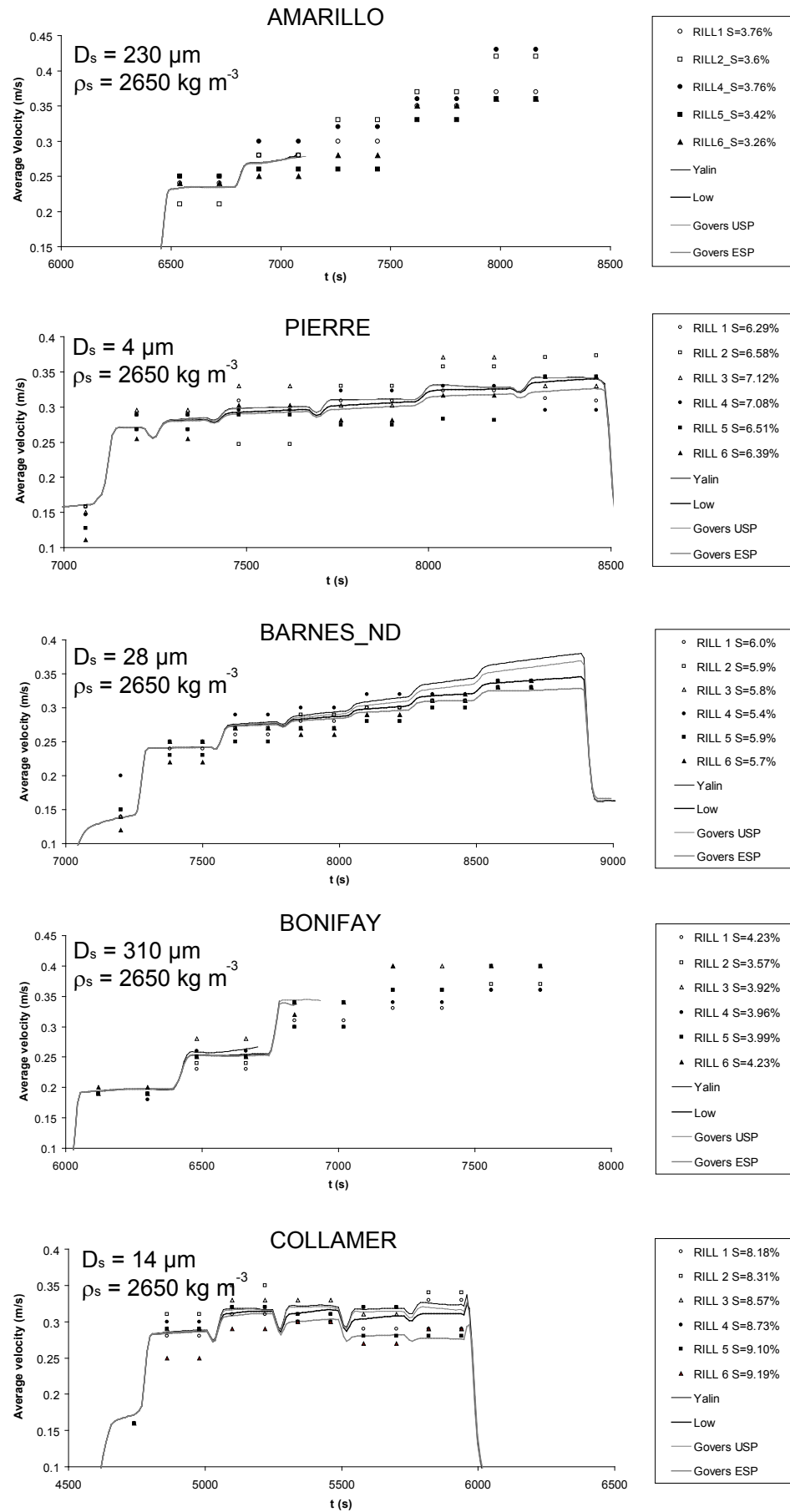


FIG. 4.3: Observed and calculated velocities for the five soils during Period 2 of the experiment

acceptable results it is very much simplified compared to the complexity of the real processes. The limits of our method which are related to the use of the Saint-Venant equations and the data available to describe the geometry of the rills. [Gimenez et al. \(2004\)](#) investigated the flow hydraulics of an eroding rill in a cohesive soil using a miniaturized Acoustic Doppler Velocimeter (mADV). They measured the flow depths, the velocities and the bed profile. Their results showed that the bed of the rill formed a succession of steps and pools. The flow was subcritical within the pools with depth-averaged velocities as low as  $0.2 \text{ m s}^{-1}$  and supercritical over the steps with depth-averaged velocities up to  $0.7 \text{ m s}^{-1}$ . Hydraulic jumps were caused by the rapid transitions from supercritical to subcritical flow due to the rapid changes in topography. [Gimenez et al. \(2004\)](#) showed that energy dissipation in the pools was mainly due to the occurrence of a hydraulic jump. The energy losses associated with these transitions during flows over variable topography can be interpreted as form roughness. Hydraulic jumps can not be modeled using the Saint-Venant equations since these equations assume a gradually varying free surface. One can wonder whether the approach followed in this study using a global friction factor for the whole rill is relevant since erosion and deposition in rills are mainly local processes. [Nearing et al. \(1997\)](#) asserted that given the importance of local turbulence and localized supercritical flows associated with the rilling process, the interpretation of average flow information is questionable.

First of all in this study, the Darcy-Weisbach friction factors were adjusted thoroughly to reproduce the best the observed flow velocities. Once the flow hydraulics was accurately calibrated we then ran the model to evaluate four sediment transport capacity formulae and erosion parameterizations for detachment.

### 4.3.2 Sediment transport capacity

Figure 4.4 presents the sediment delivery ( $Q_s$ ) as a function of time for the five soils selected in this study. The results are given for two sediment diameters. On the left hand-side, the simulations were run with the  $D_{50}$  of the soil matrix and a sediment density of  $2650 \text{ kg m}^{-3}$ . On the right hand-side, the simulations were run with the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment and a sediment density of  $2650 \text{ kg m}^{-3}$  or  $2000 \text{ kg m}^{-3}$  depending on whether the eroded sediment is rather composed of primary particles or aggregates as explained above. It is assumed in this study that the total shear stress contributes to erosion. The global friction factor is used to calculate the shear stress available for detachment and transport. Figure 4.4 reveals that the calculated

sediment deliveries are of the same order of magnitude as the observed data. The best results are obtained for the cohesive soils, Pierre, Barnes\_ND, and Collamer. Overall the calculated sediment loads are acceptable considering the scattering of the observed data. The early stops of the simulations for the Amarillo and the Bonifay soils already mentioned in the previous section will be discussed later on. The irregularities of the calculated sediment deliveries near the end of the simulations for the Pierre, the Barnes\_ND, and the Collamer soils are due to numerical problems. The convergence zones where erosion rates are important and topography is changing rapidly, occasionally the model does not succeed in redistributing the sediment mass. There may be very steep side slopes as shown in Figure 4.16. This causes sediment concentration to become superior to 1.0 over short periods of time and leads to instabilities of the sediment delivery. Therefore the sediment loads corresponding to these periods should not be taken into account in the analysis.

The Amarillo and the Bonifay soils exhibit quite similar results. The  $D_{50}$  of the soil matrix are nearly the same as the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment as shown by [Nord and Esteves \(submitted\\_a\)](#) and these soils are eroded mostly as primary particles. As a consequence there is no difference between the two graphs on the left and on the right hand sides. The Yalin formula overestimates significantly the observed sediment loads whereas the other formulae underestimate the results. The Low equation gives the best results. The Pierre soil is an interesting case since there are two orders of magnitude of difference between the  $D_{50}$  of the soil matrix and the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment. The results obtained with the diameter of  $4\mu m$  and the sediment density of  $2650 kg m^{-3}$  are mostly superior to the observed data. The results given by the Low and the Govers ESP equations are acceptable. For the diameter of  $280\mu m$  and the sediment density of  $2000 kg m^{-3}$ , the Yalin equation still overestimates the results. The best results are obtained using the Govers USP formula. The Govers USP equation is the only one really affected by the change of sediment diameter and sediment density. For the Barnes\_ND soil, the results are generally good for the two couples of sediment diameter and density tested. Only little differences appear between the four transport capacity formulae. One can conclude that the regime is not limited by the transport but rather by the detachment. It is not surprising considering the erosion parameters entered for this soil in Table 4.1. The rill erodibility parameter  $K_r$  is the lowest of the group with a value of 0.0032. The critical shear stress for cohesive soil  $\tau_{sol}$  is intermediate with a value of  $2.5 Pa$ . Nevertheless the Yalin equation still gives the higher sediment loads. For the Collamer soil, in the case of the  $D_{50}$  of the soil matrix, the Yalin and

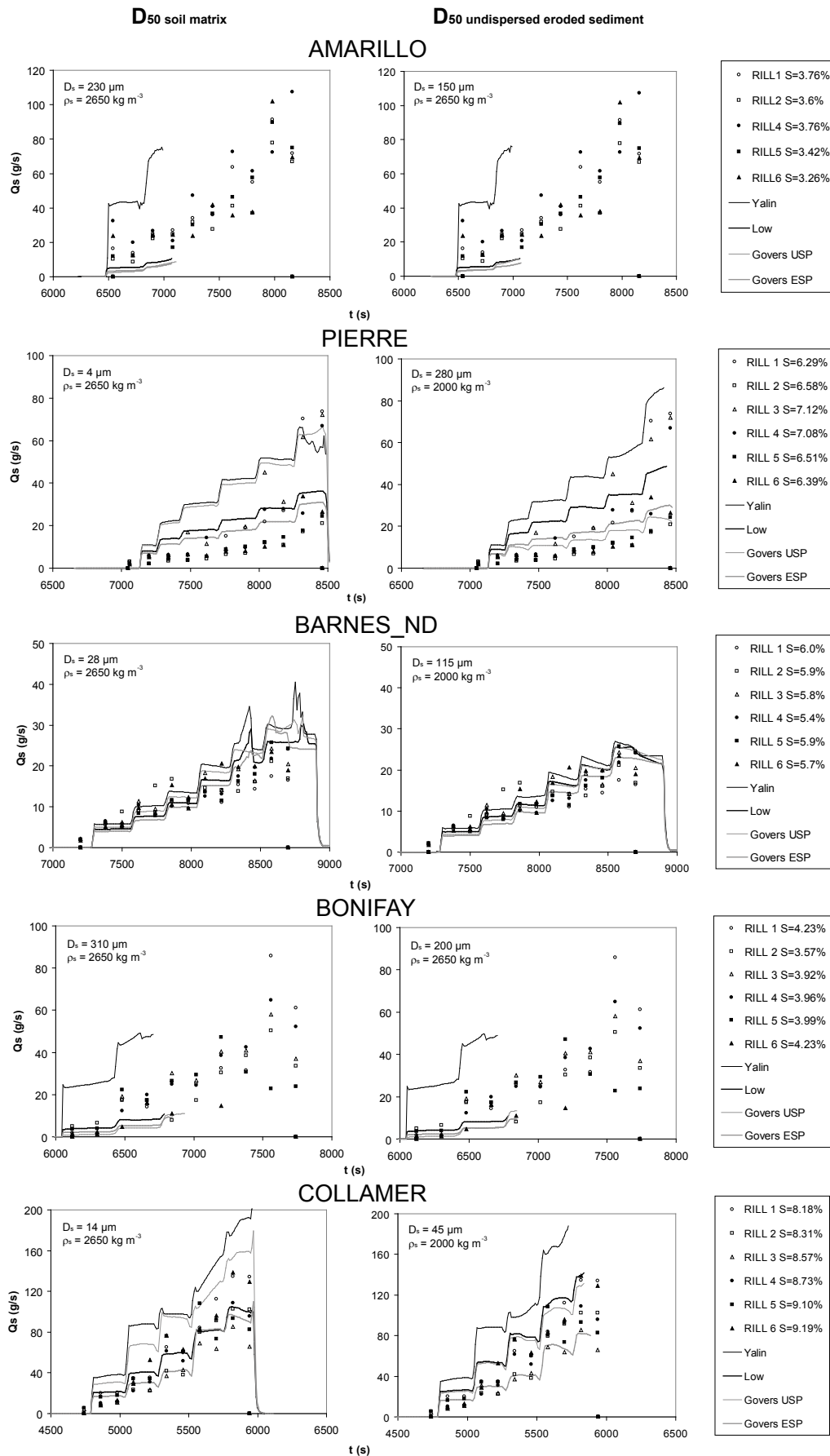


FIG. 4.4: Observed and calculated sediment loads for the five soils during Period 2 of the experiment

the Govers USP formulae overestimate largely the sediment deliveries whereas the Low and the Govers ESP equations give satisfactory results. In the case of the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment the results are reasonably good for all the formulae except the Yalin equation.

Looking at the results of Figure 4.4 and the mathematical expressions of the sediment transport capacity formulae presented above, one can address the sensitivity of these formulae to the variations of the sediment diameter and the sediment density. The Yalin equation is poorly sensitive to both the sediment diameter and density. The Low equation gives higher values of the sediment transport capacity for increasing sediment diameter and increasing sediment density but is most of all sensitive to the diameter. The Govers USP equation gives much lower values for increasing sediment particle but is not function of the sediment density as it was developed empirically using quartz particles only (Govers, 1992). The Govers ESP equation does not depend on the sediment diameter, neither on the sediment density. All these formulae were originally developed for bed-load conditions except the Govers USP which can explain its strong sensitivity to the sediment size.

A necessary condition to evaluate the sediment transport formulae is to have a transport-limiting regime. Overall it is the case except for the Barnes\_ND soil which demonstrates clearly a detachment-limiting or supply-limiting regime. For the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment the sediment deliveries tend even to decrease with time when a continuous inflow rate is applied. The results are generally good except for the Yalin equation. This latter equation should not be used in these conditions. The main reason for this weak predictability is probably due to the use of the total shear stress to calculate both the detachment term and the sediment transport capacity in this study. The Yalin formula is very sensitive to the calculation of the shear stress. This formula might be applied using the grain shear stress instead of the total shear stress. Govers and Rauws (1986) showed that for both irregular and plane beds, the transporting capacity of overland flow was strongly related to grain shear velocity. Govers and Rauws (1986) and Rauws (1988) proposed to split up the total shear stress into that due to grain resistance and that due to form resistance. They used the computer program of Savat (1980) to calculate shear stress from grain resistance. However such a method is difficult to apply and very sensitive to errors in grain roughness estimation as well as errors in velocity measurements as mentioned by Govers (1992). This author also stated that if form roughness is present, part of the shear stress would be no longer available for sediment transport, so that transport rates would be overestimated. A

reduction in flow velocity due to bed roughness leads to an increase in sediment transport capacity when this equation is used. [Ferro \(1998\)](#) showed that the Yalin equation can give good results but this relationship had to be calibrated experimentally. [Govers \(1992\)](#) concluded that the Yalin formula was not suitable for overland flow. [Nearing et al. \(1997\)](#) argued that the potential for improving the sediment load predictions based on shear stress partitioning by using the hydraulic friction factor term did not appear to be promising. Our results support that conclusion.

The Low and the Govers ESP formula give very similar results. They were originally developed for bed-load conditions. They are poorly sensitive to the sediment particle and density but they give reasonably good results in all cases. As a consequence, they can be used to give a good approximation of the total sediment loads the flow is able to transport. On the other hand they are not applicable to determine the sediment load of a particular sediment class except if the particle-size distribution of the eroded sediment demonstrates a single and narrow mode such as for the Amarillo and the Bonifay soils. [Govers \(1992\)](#) and [Ferro \(1998\)](#) reported very good agreement between predicted solid discharges and measured values using Low's equation. When the formula of Low is used, a reduction in flow velocity is compensated by an increase in shear stress and the stream power remains unchanged. This formula is barely influenced by the calibration of the friction factor based on velocities. [Nearing et al. \(1997\)](#) found stream power was the best predictor of unit sediment load and suggested stream power was more appropriate for use in a sediment transport equation than in a sediment source equation.

The Govers USP formula gives the best results for the cohesive soils. It is very sensitive to the particle size as it is proportional to the inverse of the square root of the diameter. This formula overestimates the sediment loads when it is used with a small diameter such as for the Pierre soil with the  $D_{50}$  of the soil matrix. However when this formula is used with a diameter representative of the particle size of the eroded sediment it provides good estimations of the sediment loads. This illustrates the need to improve the knowledge of the composition of the eroded sediment. This formula was calibrated empirically for materials of size comprised between 60 and 200  $\mu m$ . Therefore this formula should be used in this range of particle size. It is acceptable inasmuch as most of the eroded sediment is comprised within this range ([Young, 1980](#); [Foster et al., 1985](#); [Legu  dois and LeBissonnais, 2004](#); [Nord and Esteves, submitted\\_a](#)). It would be interesting to modify this equation to account for the sediment density effect.

As a conclusion of this section, we would recommend to use the Low or the Govers ESP equations for the non-cohesive soils and the Govers USP for the cohesive soils. [Govers \(1992\)](#) stated that it might be necessary to use different equations under different circumstances, as the role of some variables may be dependent on the domain the formula is applied to. He added that more experimental work is needed to evaluate the transportability of finer grains and grains of lower specific density.

### 4.3.3 Detachment/Deposition model

A thorough analysis of the flow hydraulics and the erosion variables along the longitudinal profile of the rills provide an opportunity to evaluate the erosion parameterizations derived from the WEPP database and the first order detachment-transport coupling model. This model has been discussed in the literature but the debate is not closed. [Huang et al. \(1996\)](#) set up a field experiment involving rills of different lengths to test the validity of the first order detachment-transport coupling model. They concluded that rill detachment and transport are not coupled processes. According to these authors, detachment and transport are separate processes and sediment yield should be assigned as the lesser of the detached sediment and the transport capacity of the flow. In the upper reach of a channel, the sediment load was limited by a soil-dependent detachment rate. For longer channels, transport capacity controlled the sediment delivery. According to [Nearing et al. \(1997\)](#) the use of rills with lengths up to 9 m such as in the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#) to parameterize rill detachment models is questionable. Their results indicated that sediment loads from such rills may be more strongly influenced by sediment transport limitations rather than soil detachment, which confounds the interpretation of the results relative to the definition of rill detachment parameters. [Merten et al. \(2001\)](#) also tested experimentally the first order detachment-transport coupling model in a laboratory rill. They measured the sediment loads exiting the rill as well as detachment and deposition along the rill. They observed that the detachment rate decreases as sediment load increases in a proportional way. In each experimental test, a portion of the rill bed experienced net detachment and a portion experienced net deposition.

Here we focus on three cases that represent three different situations. The case of the Barnes\_ND soil is first considered as this soil illustrates the supply-limiting regime. The analysis is limited to the simulated results obtained with the Govers USP formula and the  $D_{50}$  of the undispersed



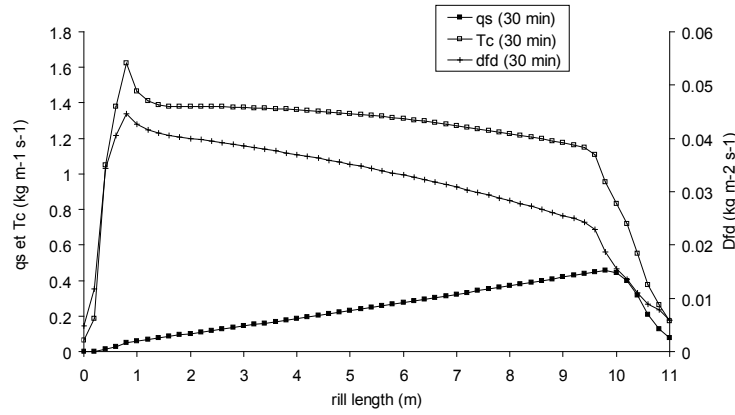


FIG. 4.5: Calculated sediment load ( $q_s$ ), sediment transport capacity ( $T_c$ ) and detachment or deposition rate ( $D_{fd}$ ) along the rill length for the Barnes\_ND ( $D_s = 115 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at 30 min after the beginning of the simulation

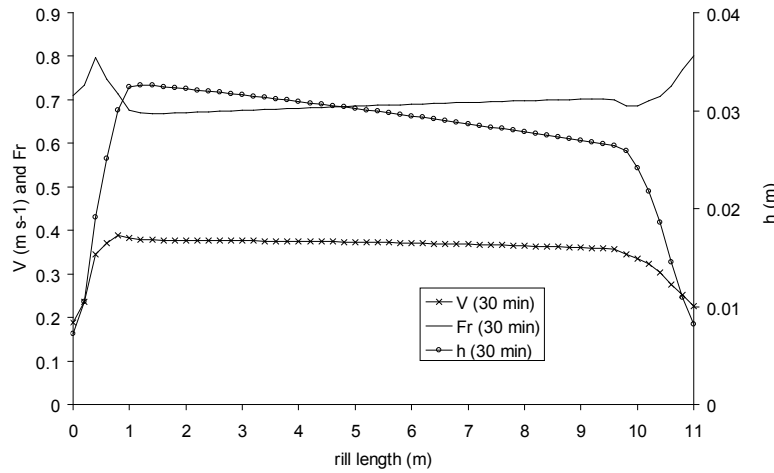


FIG. 4.6: Calculated longitudinal velocity, Froude number, and water depth along the rill length for the Barnes\_ND ( $D_s = 115 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at 30 min after the beginning of the simulation

eroded sediment as this combination gave the best results. The case of the Bonifay soil is then examined. It is representative of the non-cohesive soils in a transport limiting regime. The analysis involves the simulated results obtained with the Low formula and the  $D_{50}$  of the eroded sediment. Finally the case of the Collamer soil is explored. The analysis relates to the simulated results obtained with the Govers USP formula and the  $D_{50}$  of the undispersed eroded sediment.

The sediment loads for the Barnes\_ND soil are the lowest of the five soils as shown in Figure 4.4. The couple of parameters ( $K_r = 0.0032 s m^{-1}$ ,  $\tau_{sol} = 2.5 Pa$ ) applied to this soil causes a supply-limiting regime. Figure 4.5 shows the sediment load, the transport capacity, and the detachment rate along the rill for the highest inflow rate. One can note that the sediment load is lower than the transport capacity over the whole length of the rill. The sediment load increases

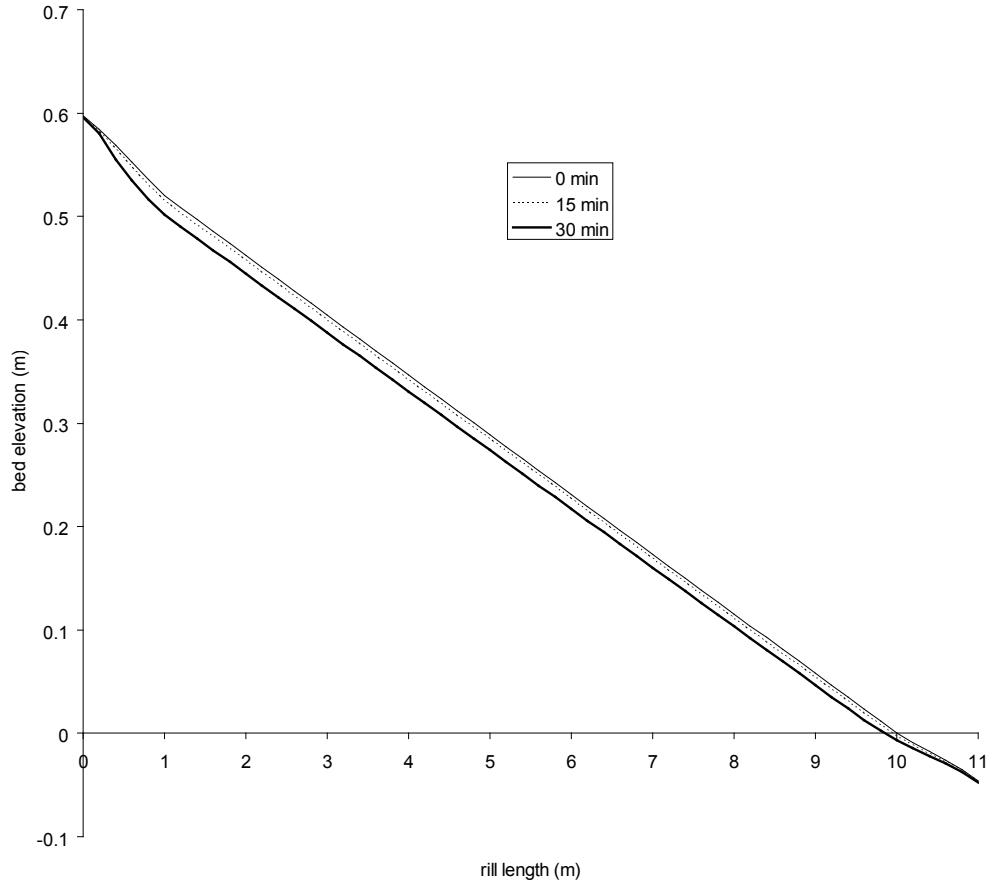


FIG. 4.7: Evolution of calculated soil surface elevation ( $z$ ) with time along the rill length for the Barnes\_ND ( $D_s = 115 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP

with the downslope distance which is characteristic of the detachment-limiting regime according to [Huang et al. \(1996\)](#). The detachment rate is lower than  $0.05 kg m^{-2} s^{-1}$  and decreases with the downslope distance. The maximum value of the detachment rates obtained by [Lei et al. \(1998\)](#) in their numerical simulations was about  $0.6 kg m^{-2} s^{-1}$ . [Merten et al. \(2001\)](#) found values inferior to  $0.12 kg m^{-2} s^{-1}$  in their experimental study. Figure 4.6 gives the flow velocity, the flow depth and the Froude number along the rill for the highest inflow rate. The flow velocity increases rapidly over the first meter corresponding to the convergence zone, then remains constant over the 9 m of the rill before dropping gently over the last meter of the divergence zone. The flow depth demonstrates a similar behavior but decreases slightly over the 9 m of the real rill. The Froude number is comprised between 0.65 and 0.8. It is quite constant over the rill length except in the convergence zone where there is a little peak due to active erosion as shown in Figure 4.7. The erosion cavity is spread over the whole length of the rill but the erosion rate is relatively small. It is about 2 cm in 30 min in the most erosive zone located near the upper end. There is

almost no erosion at the 15<sup>th</sup> min after the beginning of the simulation. Most of the erosion takes place when the higher inflow rates is injected, highlighting the threshold due to the parameter  $\tau_{sol}$ .

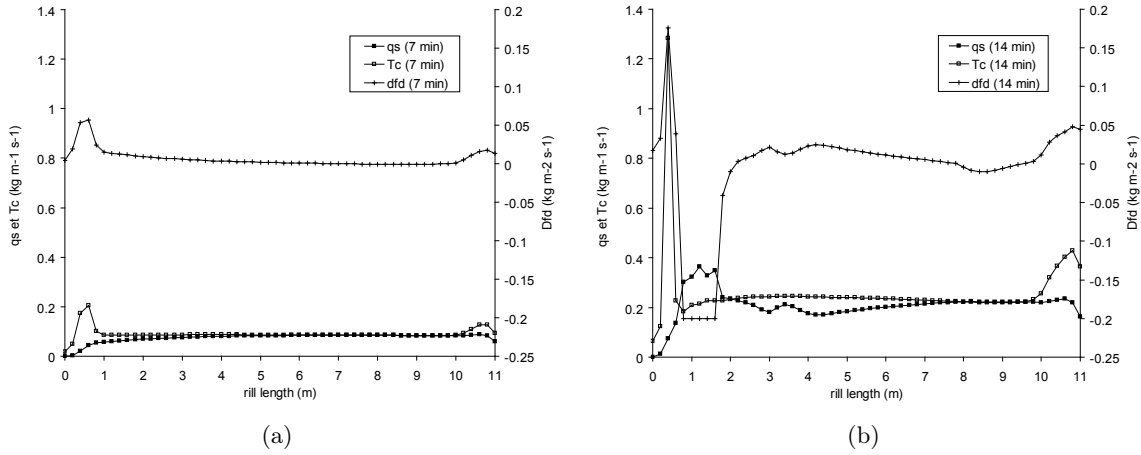


FIG. 4.8: Calculated sediment load ( $q_s$ ), sediment transport capacity ( $T_c$ ) and detachment or deposition rate ( $D_{fd}$ ) along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu m$  and  $\rho_s = 2650 kg m^{-3}$ ) and the formula of Low, at respectively 7 min and 14 min after the beginning of the simulation

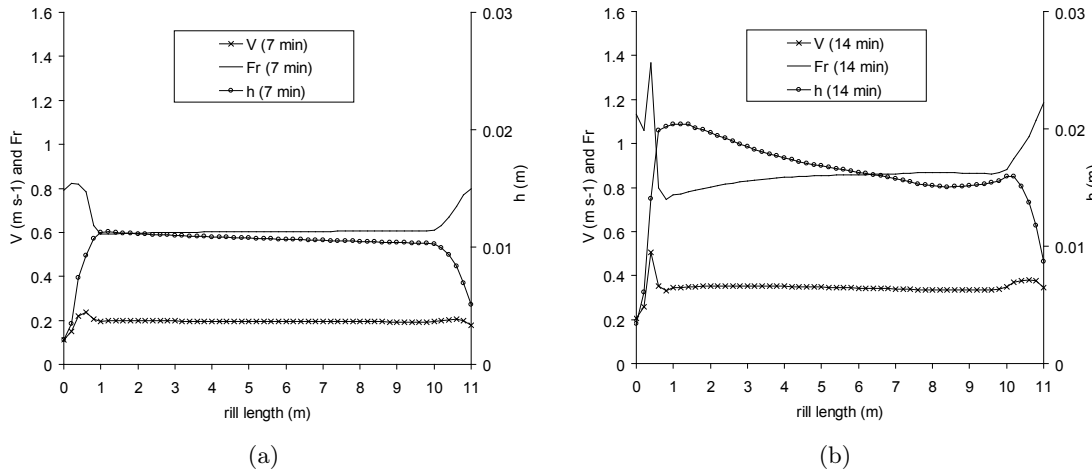


FIG. 4.9: Calculated longitudinal velocity, Froude number, and water depth along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu m$  and  $\rho_s = 2650 kg m^{-3}$ ) and the formula of Low, at respectively 7 min and 14 min after the beginning of the simulation

The Bonifay soil illustrates the case of the non-cohesive soils with the erosion regime controlled by the transport of sediment. Figure 4.8 gives the sediment load, the transport capacity, and the detachment rate along the rill at two instants during the simulation. The first graph corresponds to the end of the injection of the lowest inflow rate. The second graph corresponds to the period just before the early stop of the simulation. In the first graph the sediment load joins the transport capacity within the five first meters of the rill and remains constant downstream. The detachment

rate rises up to  $0.06 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1}$  over the first meter of the rill and then tends to zero where the sediment load equals the transport capacity. The divergence zone is affected by gentle erosion. In the second graph the transport capacity and the detachment rates display a strong peak followed by a significant fall in the first meter of the rill. As a consequence the sediment load becomes higher than the transport capacity and there is deposition over the second meter of the rill. In such case, the detachment/deposition rate is arbitrary limited to  $0.2 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1}$  in the model in order to avoid excessive localized erosion or deposition. Downstream, the sediment load joins the transport capacity and the detachment rate tends to zero before a last increase at the divergence zone responsible for erosion at the lower end. [Nearing et al. \(1997\)](#) observed that for non-cohesive material, surface water flow reached a transport limiting condition over a very short flow distance. The cavity measurements indicated that the rills had approximately reached a transport limiting state within a flow length of  $3 \text{ m}$ .

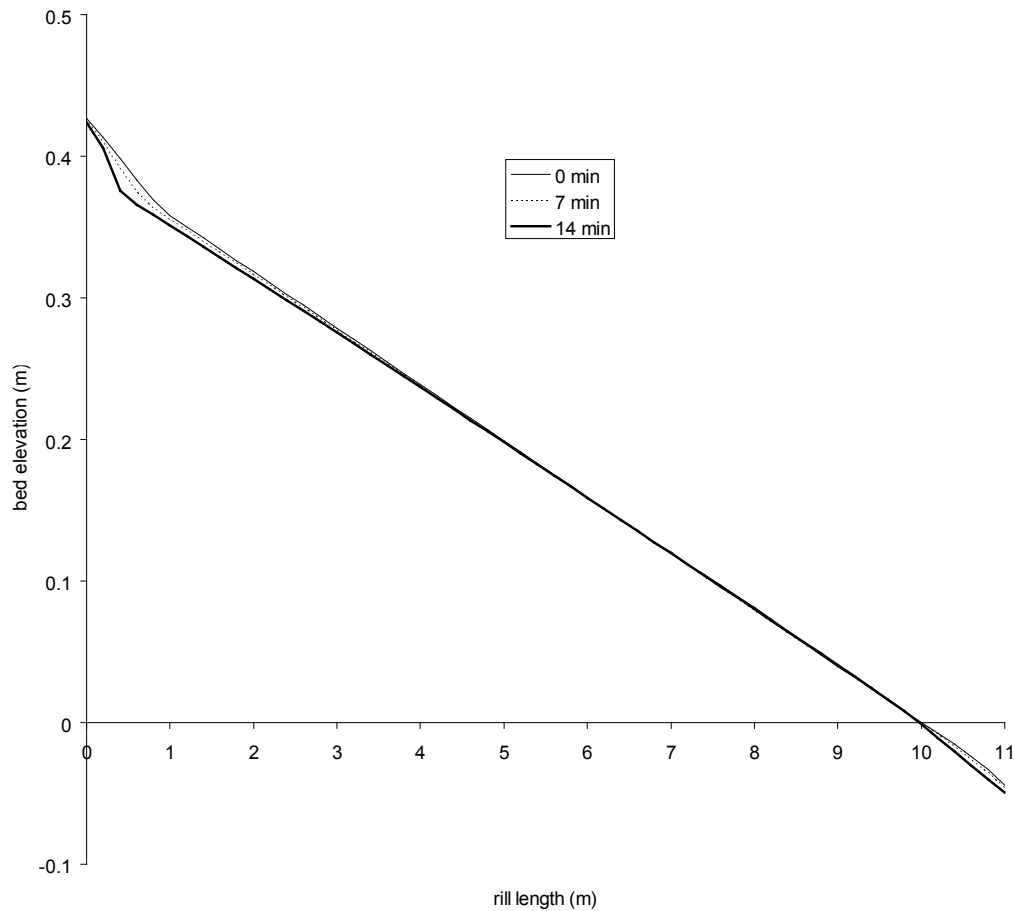


FIG. 4.10: Evolution of calculated soil surface elevation ( $z$ ) with time along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu\text{m}$  and  $\rho_s = 2650 \text{ kg m}^{-3}$ ) and the formula of Low

The couple of parameters ( $K_r = 0.0157 \text{ s m}^{-1}$ ,  $\tau_{sol} = 1.0 \text{ Pa}$ ) applied to the Bonifay soil creates a localized erosion zone in the first meter of the rill as shown in Figure 4.10. The eroded profile obtained numerically for the Bonifay soil is completely different from that obtained for the Barnes\_ND soil. There is a deep cavity in the first meter of the rill and a soft erosion zone at the downstream end but over the most part of the rill the bed surface does not change at all. A very high cavity volume in the first section was also observed by [Nearing et al. \(1997\)](#). The authors attributed this feature to boundary effects where the water first entered the soil bed. [Merten et al. \(2001\)](#) always observed net detachment in the upper end of the flume, even when high sediment loads were injected.

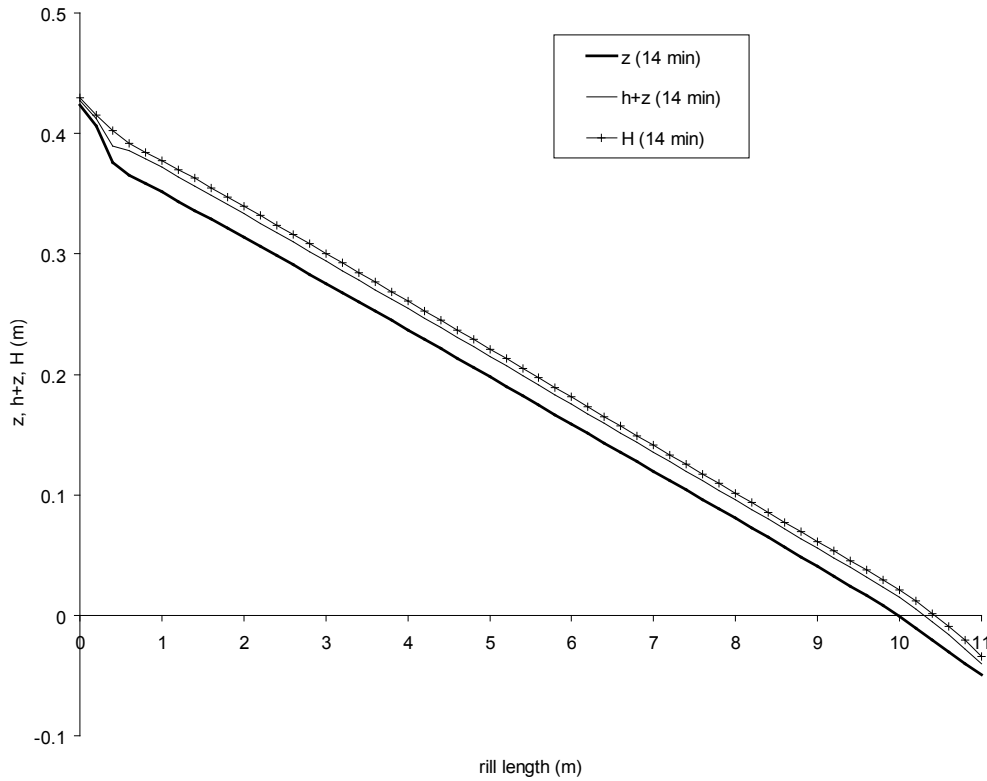


FIG. 4.11: Calculated bed elevation ( $z$ ), water line ( $h + z$ ) and energy line ( $H$ ) along the rill length for the Bonifay ( $D_s = 200 \mu\text{m}$  and  $\rho_s = 2650 \text{ kg m}^{-3}$ ) and the formula of Low at 14 min after the beginning of the simulation

The very strong erosion located at the upper end produces a hydraulic jump as illustrated by Figure 4.9. It is striking that between the time 7 min and the time 14 min after the beginning of the simulation the hydraulic conditions have changed significantly. The flow depth and the flow velocity were quite uniform at the time 7 min and the Froude number was between 0.6 and 0.8. At the time 14 min, a hydraulic jump has appeared in the first meter of the rill. The Froude number falls from less than 1.4 to less than 0.8 through this zone. This hydraulic jump that affects the

flow velocity and the flow depth distribution along the rill results from a very intense erosion. The model holds a few more seconds before stopping due to a numerical shock. Figure 4.11 shows the bed elevation, the water line, and the energy line along the rill at the time 14 min after the beginning of the simulation. The water line exhibits a rapid change of slope due the evolution of the topography. Hydraulic jumps can not be modeled using the Saint-Venant equations since these equations assume a gradually varying free surface. A three-dimensional model solving the complete Navier-Stokes equations would be required to avoid the numerical instabilities due the hydraulic jumps. The parameterization used for the Bonifay soil allows reproducing high sediment loads associated to moderate flow shear stresses that were emphasized by [Nord and Esteves \(submitted\\_a\)](#). However the erosion processes involved in the model tend to deepen the rill whereas in the real world, the non-cohesive soils are rather eroded laterally by the widening of the rill. It seems we do not describe correctly the erosion processes in the case of the non-cohesive soils.

The Collamer soil is representative of the cohesive soils in a transport-limiting regime. Figure 12 shows the sediment load, the transport capacity, and the detachment rate along the rill during the injection of the third inflow rate, just before the early stop of the simulation. In the two graphs, the sediment loads increase along the rill before reaching a plateau near the downstream end of the rill. The sediment loads are smaller than the transport capacities except at the lower end of the rill where deposition occurs. The detachment rates reach the limit of  $0.2 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1}$  over 3 and 4 m downstream of the upper end of the rill, respectively at 15 and 21 min after the beginning of the simulation. In the two graphs, the detachment rates decrease downstream and become negative near the lower end of the rill. [Merten et al. \(2001\)](#) observed that in each experimental test, a portion of the rill bed experienced net detachment and a portion experienced net deposition. They explained that as the upper portion of the rill bed was eroded, the slope of the bed changed. This could have caused deposition to occur on the lower portion of the flume. Looking at their numerical results, [Lei et al. \(1998\)](#) stated that the narrow areas of the rills were apparently scouring the surface, while the wider regions were experiencing sediment deposition, and the two types of regions alternated down the rill length.

In our case, the couple of parameters ( $K_r = 0.0215 \text{ s m}^{-1}$ ,  $\tau_{sol} = 6.3 \text{ Pa}$ ) applied to the Collamer soil produces a strong erosion that is extended over a large part of the rill and a deposition zone at the lower reaches of the rill as shown in Figure 4.14. The longitudinal eroded

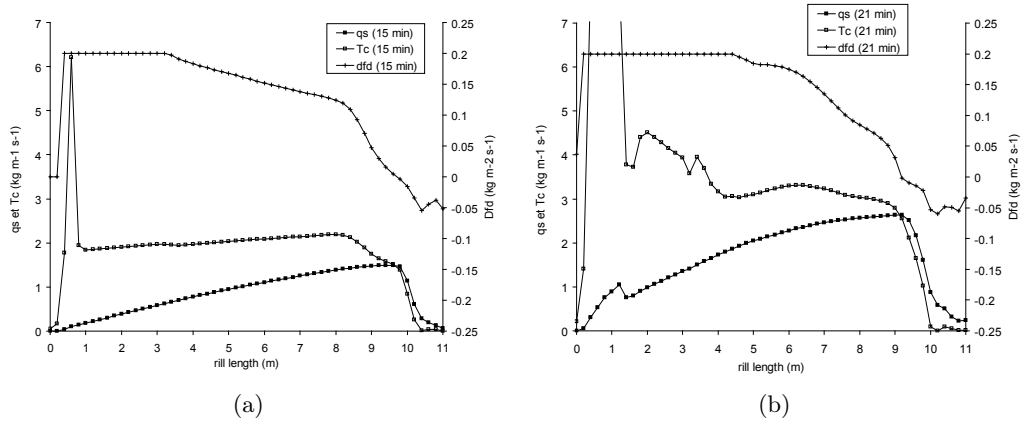


FIG. 4.12: Calculated sediment load ( $q_s$ ), sediment transport capacity ( $T_c$ ) and detachment or deposition rate ( $D_{fd}$ ) along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu\text{m}$  and  $\rho_s = 2000 \text{ kg m}^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at respectively 15 min and 21 min after the beginning of the simulation

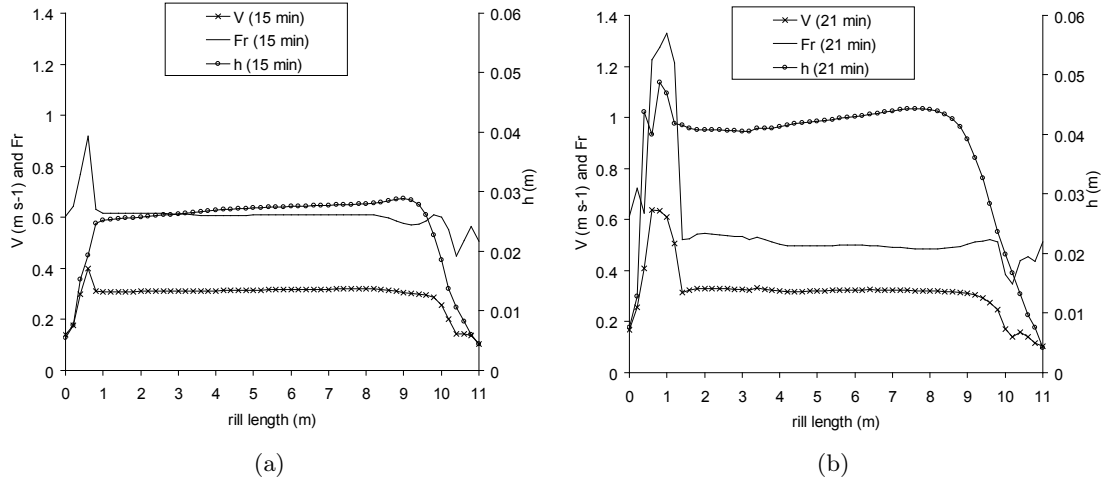


FIG. 4.13: Calculated longitudinal velocity, Froude number, and water depth along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu\text{m}$  and  $\rho_s = 2000 \text{ kg m}^{-3}$ ) and the formula of Govers USP, at respectively 15 min and 21 min after the beginning of the simulation

profile tends toward a concave shape. It takes more downslope distance to the sediment load to join the transport capacity in this case compared to the Bonifay soil. This may be partly explained by the higher slope of the rill for the Collamer soil at the beginning of the experiment that causes very high sediment transport capacity. The slope is 8.68 % instead of 3.98 % for the Bonifay soil. Figure 4.12 shows that the sediment transport capacity is about  $2 \text{ kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$  over the main part of the rill and exhibits a peak at about  $6 \text{ kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$  over the first meter of the rill at the time 15 min after the beginning of the simulation. Erosion is very intense at the convergence zone. The cavity reaches up to 8 cm deep and longitudinal slopes rise up to 26 % before the early stop of the simulation. As a consequence the sediment transport capacity attains the huge value

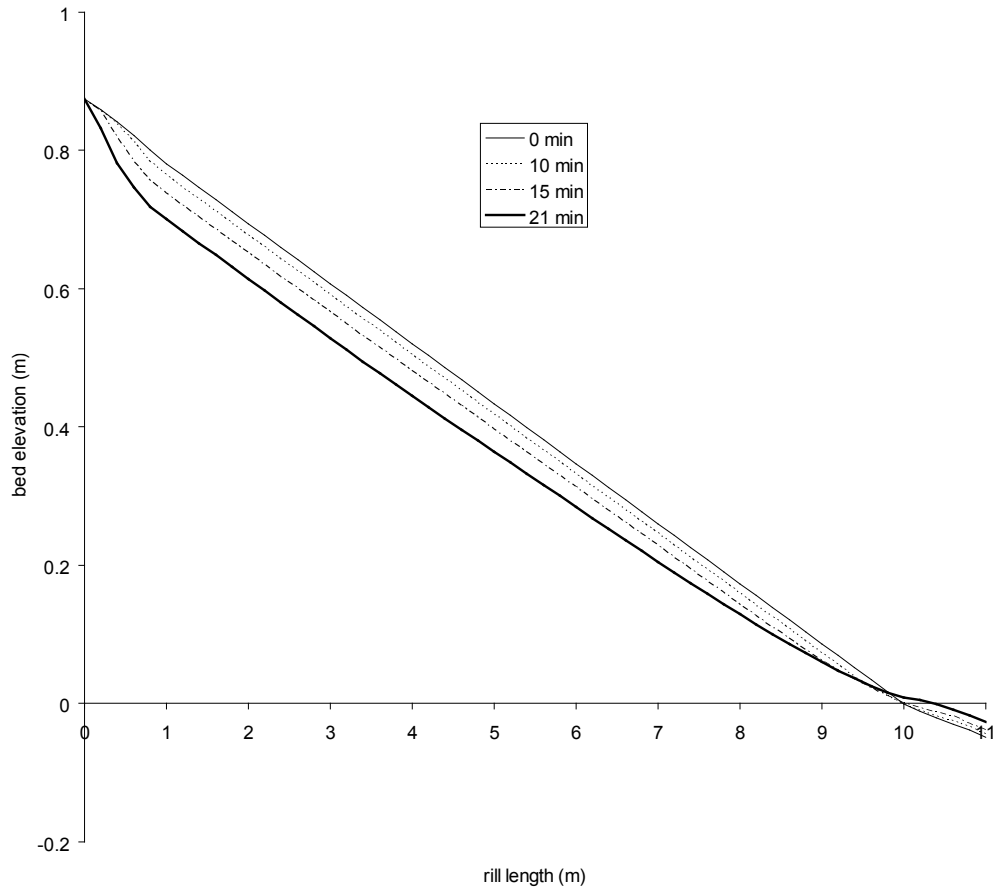


FIG. 4.14: Evolution of calculated soil surface elevation ( $z$ ) with time along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP

of  $200 kg m^{-1} s^{-1}$  near the upper end of the rill at the time  $21 min$  after the beginning of the simulation. This peak is not displayed entirely in Figure 4.12. Erosion is so intense in the two first meters of the rill that a hydraulic jump occurs between the time  $15 min$  and the time  $21 min$  as illustrated by Figure 4.13. Figure 4.15 shows that the water line and the energy lines are chaotic and not parallel to the bed surface within the two first meters of the rill. This hydraulic jump is followed by a numerical shock and the unexpected stop of the simulation. A 3D view of the eroded rill at time  $21 min$ , just before the early stop of the simulation, is presented in Figure 4.16. One can note the deep and narrow rills produced by the erosion processes and the deposition cones at the lower end of the plot.



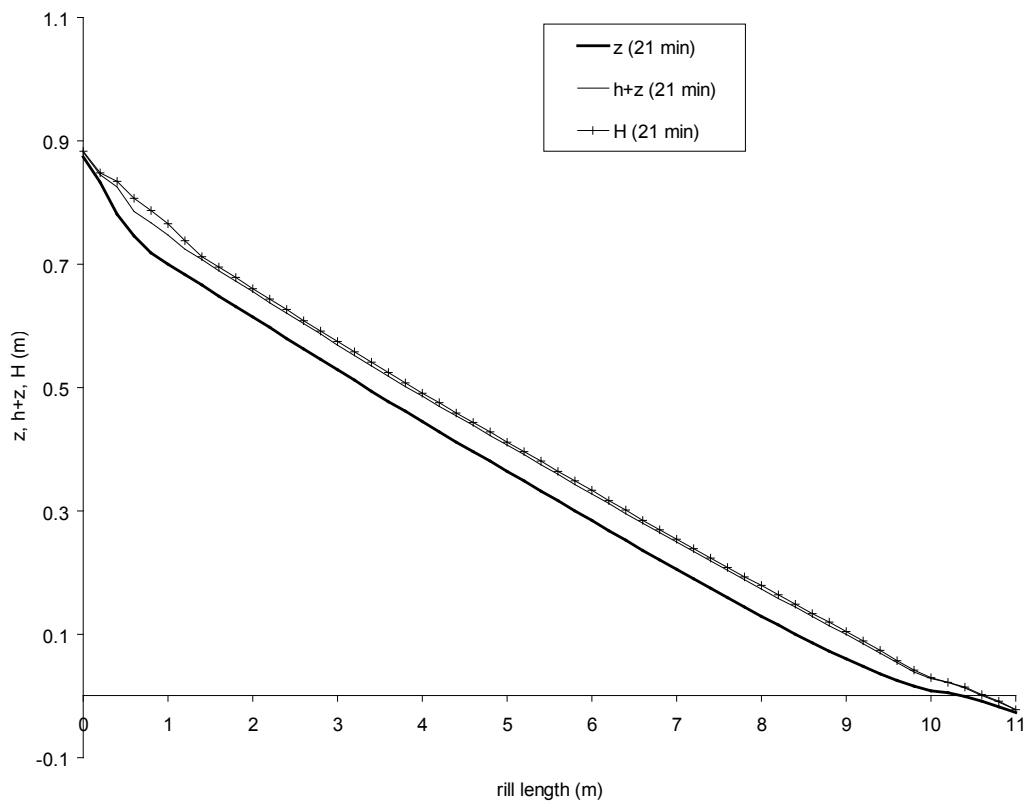


FIG. 4.15: Calculated bed elevation ( $z$ ), water line ( $h + z$ ) and energy line ( $H$ ) along the rill length for the Collamer ( $D_s = 45 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP at 21 min after the beginning of the simulation

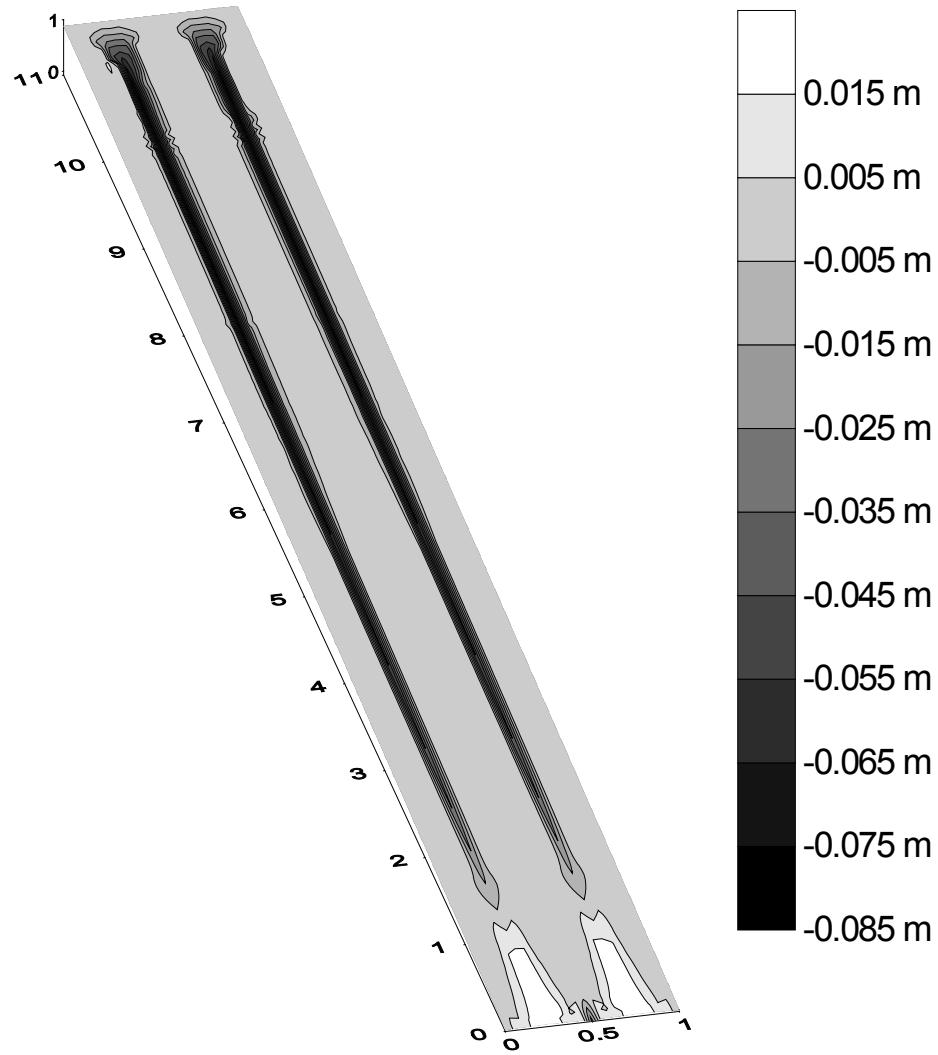


FIG. 4.16: Erosion map for the Collamer soil ( $D_s = 45 \mu m$  and  $\rho_s = 2000 kg m^{-3}$ ) and the formula of Govers USP at 21 min after the beginning of the simulation

## 4.4 Conclusion

This study was the second part of a larger analysis on hydraulics and erosion in eroding rills. The first paper aimed at investigating the data for six soils selected in the WEPP database (*Elliot et al.*, 1989) in terms of aggregate-size distribution of eroded sediment, flow hydraulics and sediment delivery. This preliminary work served as a basis for evaluating the numerical experiments carried out in this study that reproduced the conditions of the experiments of *Elliot et al.* (1989) for five of the six soils considered previously. The model used was PSEM\_2D *Nord and Esteves* (2005), a two-dimensional water flow and erosion model including the Saint-Venant equations, a mass conservation equation for sediment and the first order detachment-transport coupling model proposed by *Foster et al.* (1995). A thorough calibration of the infiltration parameters and the friction factor was undertaken to assure a proper description of the flow hydraulics. It was deduced that this calibration allowed reproducing the distinction between the rougher cohesive soils and the smoother non-cohesive soils. The detachment parameters were derived from the WEPP database for the soils selected in this study so that no erosion parameters were calibrated. Four sediment transport capacity equations were then evaluated against the observed data. The Yalin, the Low, the Govers USP and the Govers ESP formulae were tested. The Yalin equation overestimated the results in all circumstances. We concluded that the Govers USP formula gave the best results for the cohesive soils. The Low and the Govers ESP formulae were recommended for the non-cohesive soils. It is still uncertain whether these formulae can be applied to interrill flow conditions where sheet flow dominates.

Based on the results obtained with the selected transport capacity formulae for the Barnes\_ND, the Bonifay, and the Collamer soils, we undertook an evaluation of the erosional features along the rill length and the first order detachment-transport coupling model. The results were not irrelevant. The parameterization of the first order detachment-transport coupling model allowed reproducing some typical features of rill erosion such as the limiting regimes. For the Barnes\_ND soil, the sediment load was limited by the detachment rate over the whole rill. For the Bonifay soil, the sediment load was limited by the transport capacity at the upper reaches of the channel. This soil had a low slope, inferior to 4% at the beginning of the simulation. For the Collamer soil, the sediment load was limited by the detachment rate near the upper end of the rill but the transport capacity controlled the sediment delivery in the lower part. These three situations

were very close to the three experimental cases described by [Huang et al. \(1996\)](#). The limits of this study was related to the description of the hydraulics. A three-dimensional model solving the complete Navier-Stokes equations would be required to avoid the numerical instabilities due the hydraulic jumps. Data on the temporal evolution of the topography of the rills and the hydraulics variables such as those collected by [Gimenez et al. \(2004\)](#) would be useful for testing more precisely the first order detachment-transport coupling model. Finally the description of the erosion processes for non-cohesive soils was questionable. Erosion occurred rather laterally in the experiments of [Elliot et al. \(1989\)](#) whereas the model allows only the deepening of the rill.

The numerical experiments carried out in this study revealed some limitations to the use of PSEM\_2D. In some cases the simulations did not reach the end but we were able to explain the reasons for these early stops. PSEM\_2D accounts for morphological evolution as a result of erosion but it can not handle with rapidly changing hydraulic conditions due to very strong erosion. The two dimensional Saint-Venant equations cannot be used to reproduce the formation of deep rills. Complete 3D equations would be necessary.



# 5

## Etude expérimentale du transport solide dans un canal

## 5.1 Introduction

Dans cette étude on s'appuie sur deux observations importantes concernant le transport de matière par le ruissellement. Premièrement les sédiments érodés sont présents sous la forme d'agrégats ou de particules élémentaires. Deuxièmement il existe des modes de transport différents selon la nature des sédiments (taille, densité...) et les propriétés hydrauliques du ruissellement. On distingue en général la suspension et le charriage qui comprend la saltation, le roulement et le glissement. On a vu précédemment au chapitre 1 (paragraphe 1.3.1) que le ruissellement de surface n'est pas le seul agent contribuant au transport des particules. La pluie a aussi un rôle majeur surtout lorsqu'elle est combinée à un écoulement de très faible épaisseur. Dans cette étude on se limite au transport par écoulement seul.

Plusieurs études ont montré qu'il était fondamental de tenir compte de la présence des agrégats parmi les sédiments érodés. *Young (1980)* a indiqué que les agrégats ont une densité inférieure à celles des particules élémentaires et qu'ils sont transportés plus facilement que les particules élémentaires de taille équivalente. *Davis et al. (1983)* ont affirmé que les propriétés des sédiments qui sont pertinentes du point de vue du transport incluent la taille, la forme et la densité des particules individuelles. Ces auteurs ont montré expérimentalement que la densité des particules a un effet plus marqué que la taille sur le transport et le dépôt des sédiments par le ruissellement. Les agrégats ont souvent une forme plus arrondie et sont ainsi plus susceptibles de rouler au fond du lit que les particules de même taille. *Stone and Walling (1996)* se sont intéressés au rôle de la densité des agrégats sur le transport. *Beuselinck (1999)* a rappelé que la taille médiane des agrégats est substantiellement plus grande que celle des particules élémentaires.

L'observation du transport de particules par le ruissellement a révélé l'existence de deux modes de transports bien distincts : la suspension et le déplacement en contact avec le fond appelé charriage (*Moss et al., 1980*). D'après *Davis et al. (1983)* les agrégats grossiers sont transportés par charriage de la même façon que les particules élémentaires de taille grossière. 80 % de l'argile issue des versants est présente dans des agrégats, pour des sols bien agrégés et stables. Par conséquent, beaucoup de cette argile est déposée quand les agrégats sont déposés. Au contraire, l'argile transportée en tant que particule élémentaire ne sédimente quasiment pas à l'échelle du versant. *Ferro (1998)* a fait une synthèse des données expérimentales de transport de particules par le ruissellement obtenues à partir de simulations de pluie. Il a montré qu'une part importante des sédiments est transportée par saltation et roulement le long du fond. Les

particules élémentaires et les agrégats détachés des sols agricoles cohésifs se déplacent comme des grains non-cohésifs. Les résultats de [Beuselinck \(1999\)](#) portant sur l'étude du transport et du dépôt des agrégats semblent corroborer la nécessité de distinguer deux types de transport : les fines particules élémentaires en suspension d'une part et le charriage des agrégats d'autre part. [Merten et al. \(2001\)](#) ont étudié, à partir d'une expérience en canal, le mécanisme responsable de l'atténuation du taux d'arrachement de particules de la surface du sol quand une charge en matériau est présente dans l'écoulement. Les auteurs ont injectés des sédiments grossiers transportés par charriage dans un cas et des sédiments fins transportés par suspension dans un autre cas. Ils ont constaté d'importantes différences de comportements entre les deux cas qui sont dues, selon eux, aux deux modes de transport impliqués. Dans le cas des sédiments grossiers injectés, l'arrachement de particules de la surface du sol est limité par la couche de charriage. [Kinnell \(2006\)](#) a simulé numériquement l'interaction entre des particules grossières transportées par RIFT (rain-impacted flow transport) et des particules fines transportées par FT (flow transport) dans un même écoulement.

Les objectifs de cette étude expérimentale sont de tester l'influence de la densité des particules sur le transport par un écoulement concentré, d'observer les différents modes de transport mis en jeu dans le ruissellement en fonction des conditions hydrauliques et de la nature des particules et de tester l'influence de la présence de particules fines en suspension sur le charriage des particules grossières. On va aussi essayer d'évaluer les hypothèses et les approches couramment appliquées dans la modélisation du transport sédimentaire par le ruissellement. L'approche avec dépôt continu ([Croley, 1982](#); [Rose et al., 1983](#); [Hairsine and Rose, 1992a](#)) et l'approche avec dépôt discontinu impliquant la formulation d'une capacité de transport ([Foster et al., 1995](#)) sont-elles cohérentes pour modéliser la suspension et le charriage ? Quelles sont les limites d'application de ces approches ? Est-il correct d'utiliser la même approche pour représenter une gamme étendue de tailles de particules ? Quelle est l'influence du transport de matière sur les propriétés hydrodynamiques de l'écoulement ? Les concepts énergétiques tels que ceux proposés par [Bagnold \(1966\)](#) sont-ils appropriés pour représenter l'interaction entre la suspension et le charriage ? Pour finir on proposera quelques nouvelles pistes pour la modélisation de la suspension et du charriage par le ruissellement.



## 5.2 Matériels et méthode

### 5.2.1 Description du dispositif expérimental

Pour étudier le transport de particules par un écoulement concentré on s'est inspiré de nombreuses autres études expérimentales sur le sujet (*Davis et al.*, 1983; *Huang et al.*, 1996; *Nearing et al.*, 1997; *Lei et al.*, 1998; *Beuselinck*, 1999; *Gimenez and Govers*, 2001; *Merten et al.*, 2001; *Polyakov and Nearing*, 2003). On a choisi un canal de 3.0 m de long et 0.1 m de large précédé d'un tronçon de 1.0 m de long et de même largeur mais plus incliné. Le rôle de ce tronçon est d'assurer le brassage des particules sur toute la largeur du canal. Ce tronçon sera appelé 'mélangeur' par la suite. Une membrane en matériau synthétique est utilisée pour adoucir la rupture de pente et assurer l'étanchéité du raccord entre les deux tronçons. La figure 5.1 présente le dispositif expérimental. L'eau passe dans un bac avant d'entrer dans le canal. Le système fonctionne en circuit fermé. Une cuve recueille l'eau à la sortie du canal et une pompe achemine l'eau depuis ce réservoir vers le bac d'entrée. Un débitmètre est placé avant le bac d'entrée.

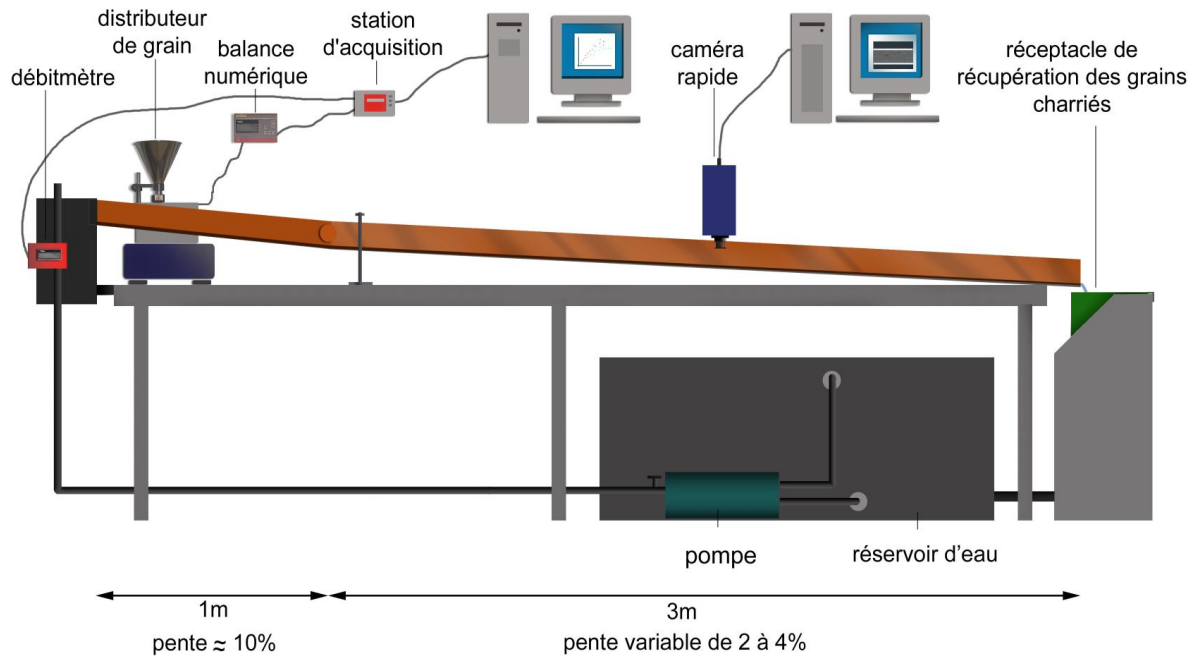


FIG. 5.1: Schéma d'ensemble du dispositif expérimental

La pente du 'mélangeur' est ajustable grâce à des encoches faites dans le support du bac d'entrée. La pente du canal aval est réglable plus finement à l'aide de vis sans fin situées au

niveau du raccord et au milieu du tronçon aval. Au niveau de l'exutoire, le canal repose sur la paille.

Trois types de matériaux ont été sélectionnés dans cette étude :

- des grains de brique pilée tamisés entre 400 et 600  $\mu m$  ( $D_{50} = 500 \mu m$ )
- des grains de sable tamisés entre 400 et 600  $\mu m$  ( $D_{50} = 500 \mu m$ )
- de la kaolinite

Les grains de brique pilée et de sable sont des particules grossières utilisées pour simuler le transport par charriage. Les grains de brique pilée ont une densité inférieure à celle du sable et jouent le rôle des agrégats. La kaolinite qui est une argile est utilisée pour représenter le transport en suspension. Les grains grossiers sont injectés à l'entrée du canal à l'aide d'un distributeur vibrant de grain ('Retsch DR 100') également choisi par [Metivier and Meunier \(2003\)](#). Ce distributeur de grain a été équipé d'un potentiomètre avec une grande sensibilité permettant de régler le débit injecté avec une précision satisfaisante. Les grains tombent d'une goulotte vibrante dont l'extrémité a été positionnée au-dessus du milieu du canal. La pente forte du 'mélangeur' crée suffisamment de turbulence pour brasser les particules, les empêcher de se déposer et les distribuer uniformément sur la largeur de l'écoulement. Le distributeur est positionné sur une balance. Un bac à débordement placé sous l'exutoire du canal permet de recueillir tous les éléments grossiers par sédimentation. La kaolinite est incorporée à l'eau dans la cuve de stockage située à la sortie du canal. Le brassage exercé par la pompe empêche la sédimentation et permet de maintenir une concentration en suspension constante dans le canal.

Le débitmètre, la balance, le temps et deux sondes à températures pour l'air ambiant et l'eau sont reliées à une station d'acquisition, elle-même connectée à un ordinateur. La balance permet de vérifier a posteriori l'uniformité dans le temps du débit massique de particules grossières injectées et de connaître la masse totale injectée au cours d'une simulation. Les autres mesures qui ont pu être effectuées sont les suivantes :

- Hauteur d'eau avec un micromètre
- Vitesse moyenne de l'écoulement à partir de la mesure de la hauteur d'eau et du débit
- Vitesses de surface de l'écoulement avec des traceurs et un chronomètre
- Vitesses de surface de l'écoulement par méthode PIV (Particle Image Velocimetry) à l'aide de traceurs (fréquence de 500 images par seconde acquises avec une caméra rapide)

- Vitesses des grains grossiers avec la PIV à l’aide de traceurs (fréquence de 500 images par seconde acquises avec une caméra rapide)
- Débits solides sortant du canal par échantillonnage régulier dans le temps (toutes les minutes)
- Masse des matériaux déposés dans le canal
- Masse des matériaux déposés recueillis dans le bac à débordement localisé sous l’exutoire du canal
- Profil de dépôt dans le canal à l’aide d’un rugosimètre à aiguille avec des aiguilles tous les 5 mm

La méthode de la PIV nous sert à calculer des vitesses de surface ou des vitesses de grains. On a utilisé l’algorithme développé par [Hauet et al. \(2005\)](#). On a extrait des vitesses de surface moyennes calculées à partir d’une centaine de vitesses obtenues à différents points d’une grille lesquelles sont elles-mêmes des moyennes calculées à partir d’une centaine d’images.

Le bilan de masse complet des matériaux grossiers peut donc être obtenu à partir de la masse totale injectée, la masse recueillie dans le bac de réception et la masse de particules déposées dans le canal pendant la simulation.

	Hydraulique du ruissellement	Transport solide 1	Transport solide 2	
Débit ( $L\ min^{-1}$ )	[2.5 – 25]	[2.5 – 15]	[2.5 – 15]	[2.5 – 15]
Pente (%)	2 ; 4	2.2	2.2 ; 3 ; 4	4
Rugosité ( $\mu m$ )	1 ; 70	70	70	70
Matériau charrié	–	brique/sable	brique/sable	brique
Kaolinite en suspension	–	–	–	7 ; 12 ; 41 ; 84

TAB. 5.1: Tableau récapitulatif des expériences réalisées au cours de ce chapitre dans le canal.

On a dressé ici une liste exhaustive des mesures possibles avec ce dispositif expérimental. Dans la réalité, toutes ces mesures n’ont pas été effectuées systématiquement. Cela dépendait du type d’expérience mené. On a réalisé au total trois expériences au cours de cette étude qui sont récapitulées dans le tableau 5.1. Dans un premier temps on s’est focalisé sur l’hydraulique du ruissellement en l’absence de particules. On a alors mesuré les hauteurs d’eau au micromètre, les vitesses moyennes de l’écoulement et les vitesses de surface avec des traceurs et un chronomètre. On a fait varier le débit entre 2.5 et 25  $L\ min^{-1}$ . On a utilisé les configurations de pente suivantes : 20 – 2 %, 9 – 4 % et 20 – 4 %. La première valeur correspond à la pente du ‘mélangeur’ et la seconde à celle du canal aval. C’est surtout cette dernière qui nous intéresse dans cette étude. Le ‘mélangeur’ doit avoir une pente assez forte pour que les particules injectées ne se déposent pas

et qu'elles soient bien réparties latéralement mais la valeur exacte de la pente nous importe peu. Il convient simplement de vérifier que son influence sur l'hydraulique de l'écoulement au niveau de la pente aval disparaît assez rapidement après la rupture de pente. On a appliqué deux types de rugosité. On a tout d'abord travaillé avec un fond lisse en PVC dont la rugosité est estimée à  $1\ \mu m$  et ensuite on a collé une couche de sable de taille  $D_{50} = 70\ \mu m$  avec un verni.

Par la suite, on a réalisé deux expériences de transport de particules. La première expérience a permis de déterminer les débits solides charriés sortant du canal pour différentes valeurs de débits solides injectés. On a travaillé uniquement avec de l'eau claire et les grains de sable et de brique pilée. On a appliqué une seule configuration de pente ( $7.2 - 2.2\%$ ). On a fait varier le débit dans une gamme comprise entre  $2.5$  et  $15\ L\ min^{-1}$  par incrément de  $2.5\ L\ min^{-1}$ . Pour chaque valeur de débit et pour chaque matériau, on a injecté pendant 15 à 20 minutes un débit solide constant qui correspond à une concentration massique de  $20\ g\ L^{-1}$ . Pour la brique pilée uniquement, on a effectué une autre la série d'expériences avec une concentration massique injectée de  $40\ g\ L^{-1}$ . Les expériences de transport de particules ont toutes été menées avec la même rugosité de grain ( $D_{50} = 70\ \mu m$ ). On a mesuré les débits solides sortants par échantillonnage toutes les minutes. On a fait les bilans de masse complets des matériaux grossiers. On a relevé le profil de la couche de dépôt dans le canal avec le rugosimètre à aiguille. Les débits solides mesurés à l'exutoire du canal ont été interprétés comme des capacité de transport pour des conditions de pente et de débit données.

Dans une dernière expérience, on a recherché le débit solide injecté le plus grand pour lequel aucun dépôt n'apparaît sur la pente aval, c'est-à-dire pour lequel le taux d'exportation reste égal à 1. On a appelé ce débit solide le débit solide à l'équilibre. Il a l'avantage d'être relié à une pente que l'on connaît avec exactitude. On a effectué cette expérience pour la brique pilée et le sable, pour des débits compris entre  $2.5$  et  $15\ L\ min^{-1}$  par incrément de  $2.5\ L\ min^{-1}$  et pour trois configurations de pente :  $7.2 - 2.2\%$ ,  $12.8 - 3\%$  et  $9.8 - 4\%$ . Les pentes sont données ici avec une meilleure précision que dans le cas des expériences sur l'hydraulique du ruissellement en l'absence de matériau car elles ont été ajustées à partir de mesures en différents points du canal. Dans le cas des expériences sur l'hydraulique du ruissellement sans particule, les pentes ont été mesurées en un seul point et ne tenaient pas compte de la flèche du canal. Les valeurs des pentes du 'mélangeur' sont conditionnées par l'espacement entre les encoches du support du bac d'entrée ce qui explique la présence systématique du dixième de  $\%$ . Les expériences ont

d'abord été menées avec de l'eau claire. Puis une deuxième série d'expérience a été réalisée avec de l'eau chargée en kaolinite, pour la même gamme de débit et les configurations de pente suivantes :  $7.2-2.2\%$  et  $9.8-4\%$ . Dans tous les cas on a procédé par dichotomie pour encadrer le plus précisément possible la valeur maximale de débit solide injecté en matériaux grossiers pour laquelle le taux d'exportation est égal à 1. Il a été plus difficile d'appliquer cette démarche quand l'eau était chargée en matériau en suspension car la kaolinite rendait la lame d'eau opaque. Pour s'acquitter de ce problème, on s'est concentré sur l'allure de la lame d'eau au moment où on arrête l'injection de matériau grossier. Si il y avait du dépôt, celui-ci produisait alors un ressaut hydraulique illustré par la figure 5.2.



FIG. 5.2: Ressaut hydraulique provoqué par le dépôt de brique pilée

### 5.2.2 Analyse dimensionnelle

Les grandeurs qui interviennent dans cette expérience sont les suivantes :

- Pente  $S_0$  (ou  $\sin\theta$  )
- Débit  $Q$
- Hauteur d'eau  $h$
- Largeur du canal  $l$
- Longueur du canal  $L$
- Vitesse moyenne de l'écoulement  $\bar{V}$

- Accélération de la gravité  $g$
- Débit solide d'entrée  $Q_{s\_in}$
- Diamètre des particules  $D_s$
- Rugosité de fond  $k$
- Masse volumique des particules  $\rho_s$
- Masse volumique de l'eau  $\rho$
- Viscosité cinématique  $\nu$ , fonction de la température de l'eau
- Temps  $t$

Ces grandeurs entrent dans les expressions de plusieurs nombres adimensionnels qui conditionnent notre système :

- Le nombre de Reynolds :  $Re = \frac{4\bar{V}h}{\nu}$
- Le nombre de Froude :  $F = \frac{\bar{V}^2}{gh} = \frac{8 \sin \vartheta}{f}$
- Le coefficient de frottement :  $f = \frac{8gh \sin \vartheta}{\bar{V}^2}$
- la contrainte de cisaillement adimensionnelle ou paramètre de Shields :  $Y = \frac{\tau}{D_s(\rho_s - \rho)g}$
- le nombre de Reynolds particulaire défini par rapport à la vitesse de cisaillement :  $Re_* = \frac{u_* D_s}{\nu}$
- le nombre de Reynolds particulaire défini par rapport à la vitesse de chute :  $Re_* = \frac{V_s D_s}{\nu}$
- Le nombre de Rouse :  $Rouse = \frac{u_*}{V_s}$
- La densité spécifique :  $G = \frac{\rho_s}{\rho}$
- Le taux d'inondation :  $\Lambda = \frac{h}{k}$

### 5.2.3 Les types de matériaux testés et leurs propriétés physiques

Le plus difficile est de choisir un matériau qui représente correctement les agrégats. [Davis et al. \(1983\)](#) ont indiqué que la densité des agrégats est comprise entre 1.7 et 2.0 et les diamètres sont généralement inférieurs à 2 mm. D'après les mesures de [Rhoton et al. \(1983\)](#) et [Sarli et al. \(2001\)](#), la densité des agrégats est habituellement comprise entre 1.5 et 2.2. Cette densité ne changerait pas beaucoup entre un état sec et un état humide car les agrégats ont tendance à gonfler en présence d'eau et leur densité diminuent d'autant. On a mesuré nous-même avec un pycnomètre la densité d'agrégats prélevés dans une zone d'érosion diffuse juste après une simulation de pluie sur un sol de type limon moyen sableux (Katerina Michaelides, University of Bristol). Les résultats présentés dans le tableau 5.3 montrent que la densité de ces agrégats est

de l'ordre de 1.9. Pour simuler les agrégats, [Davis et al. \(1983\)](#) ont utilisé plusieurs matériaux tels que le charbon, le verre, le plastique, la céramique, la silice et l'écorce de noix. Le charbon s'est révélé être le matériau le plus approprié du point de vue de la densité de ses particules, de leur stabilité et de leur disponibilité. Les poussières de charbon, généralement poussières de lignite, ont une densité de l'ordre de 1.3 – 1.4. Dans le cadre de cette étude nous cherchions un matériau légèrement plus dense. La difficulté est de trouver un matériau à la fois stable et inerte dans l'eau et qui a une densité comprise entre 1.5 et 2.0. La surface du matériau ne doit pas être hydrophobe pour ne pas freiner son entrée dans l'eau. C'est souvent un inconvénient majeur des matériaux synthétiques alors qu'il est possible de trouver à peu près tous les choix possibles de masse volumique. Il existe peu de matériaux naturels de densité comprise entre 1.5 et 2.0 qui ont toutes les qualités citées précédemment. Il semble que l'anhracite et la brique pilée puissent satisfaire ces critères. Une autre solution consiste à utiliser des agrégats naturels et à les stabiliser à l'aide d'un verni pour qu'ils ne se désintègrent pas lors des cycles répétés d'humidification et de séchage. Cette solution est toutefois difficilement envisageable pour des grosses quantités de matériaux et des tailles de particules inférieures à 1 mm.

Pour des raisons de facilité d'approvisionnement et de faible coût, on a choisi dans un premier temps de travailler avec la brique pilée pour simuler les agrégats. Il serait intéressant par la suite de reproduire l'expérience avec de l'anhracite. On s'est aussi procuré du sable d'Hostun pour travailler aussi avec des particules élémentaires de densité comprise entre 2.6 et 2.7. On a choisi de travailler avec la fraction 400 – 600  $\mu\text{m}$  de ces deux matériaux de densités différentes pour tester l'effet de la densité sur l'efficacité du transport par charriage. On a aussi choisi un matériau très fin qui puisse être transporté en suspension pour toute la gamme de débits considérée dans cette étude. On a sélectionné la kaolinite. Il s'agit d'un type d'argile. Ce matériau a probablement tendance à flocculer quand il est immergé mais même les floccs ne doivent pas sédimenter à l'échelle de temps de nos simulations. Les paragraphes suivants permettent de définir plus précisément les propriétés des particules grossières transportées par charriage.

#### 5.2.3.1 Distribution granulométrique de la brique pilée brute

On a acheté la brique pilée (0/2 mm) par sacs de 25 kg. Après passage à l'étuve et tamisage on a pu connaître la composition granulométrique de la brique pilée brute qui est présentée dans le tableau [5.2](#).

Classe granulométrique	Fractions massique (%)
0 – 400 $\mu m$	62.6
400 – 800 $\mu m$	15.1
800 – 1250 $\mu m$	10.8
1250 – 1600 $\mu m$	7.5
1600 – 2000 $\mu m$	4.1

TAB. 5.2: Distribution granulométrique de la brique pilée achetée

Les fractions les plus fines sont les plus représentées. La fraction 400 – 800  $\mu m$  qui nous intéresse plus particulièrement dans cette étude représente moins de 15 % de la masse totale. Pour obtenir 30  $kg$  de brique pilée de fraction 400 – 600  $\mu m$  il a donc fallu tamiser de nombreux sacs de brique pilée brute. Pour le sable on a également tamisé la fraction 400 – 600  $\mu m$ .

### 5.2.3.2 Densité des particules grossières

On a mesuré la masse volumique des différentes fractions de brique pilée (séchée au préalable à l'étuve), du sable et d'agrégats naturels (humides) à l'aide du pycnomètre selon la méthode décrite par [Klute \(1986\)](#). Les résultats sont présentés dans le tableau 5.3.

	Classe granulométrique	$\rho_s$ ( $kg\ m^{-3}$ )	$\Delta\rho_s$ ( $kg\ m^{-3}$ )
<b>brique pilée</b>	200 – 400 $\mu m$	2493	4
	400 – 600 $\mu m$	2425	4
	600 – 800 $\mu m$	2415	4
	800 – 2000 $\mu m$	2393	4
<b>sable</b>	400 – 600 $\mu m$	2636	5
<b>agrégats Bristol</b>	< 3000 $\mu m$	1883	2

TAB. 5.3: Mesure de la densité de la brique pilée du sable et des agrégats de sol naturels avec le pycnomètre

La masse volumique de la brique pilée est en dehors de la gamme 1500 – 2200  $kg\ m^{-3}$ . Elle est supérieure à 2200  $kg\ m^{-3}$  quelque soit la fraction granulométrique considérée. En l'état de nos connaissances, aucune référence bibliographique ne permettait de présager ce résultat car ce matériau n'a jamais été utilisé dans des expériences de transport sédimentaire. On remarque que la masse volumique de la brique pilée décroît légèrement quand la fraction granulométrique augmente, laissant suggérer une représentation plus importante des pores de plus grandes tailles dans les éléments les plus grossiers. Pour la fraction 400 – 600  $\mu m$  de brique pilée, la masse volumique est d'environ 2425  $kg\ m^{-3}$ . Pour la fraction 400 – 600  $\mu m$  de sable, la masse volumique est de 2636  $kg\ m^{-3}$ . La différence de masse volumique entre ces deux matériaux est de l'ordre de 8 %. Cette différence n'est pas aussi significative que ce qu'on espérait. Malgré tout on a décidé



de continuer à travailler avec ces deux matériaux en attendant de tester un matériau plus léger tel que l'anthracite.

### 5.2.3.3 Caractérisation de la porosité interne de la brique

Une mesure de la porosité de la brique a été effectuée sur un échantillon d'approximativement  $0.5\text{ cm}^3$ . Les résultats sont présentés dans la figure 5.3. Les pores connectés mis en évidence par la méthode de la porosimétrie mercure sont de très petite taille par rapport à la taille des particules de brique pilée considérée dans cette étude ( $400 - 600\text{ }\mu\text{m}$ ). Le volume des pores inférieurs à  $6\text{ }\mu\text{m}$  représente 90 % du volume total de pores connectés. Le volume des pores inférieurs à  $1.3\text{ }\mu\text{m}$  représente environ 50 % du volume total de pores connectés. Il est difficile d'expliquer la relative décroissance de la densité des particules de brique pilée pour des fractions de taille croissante dans le tableau 5.3.

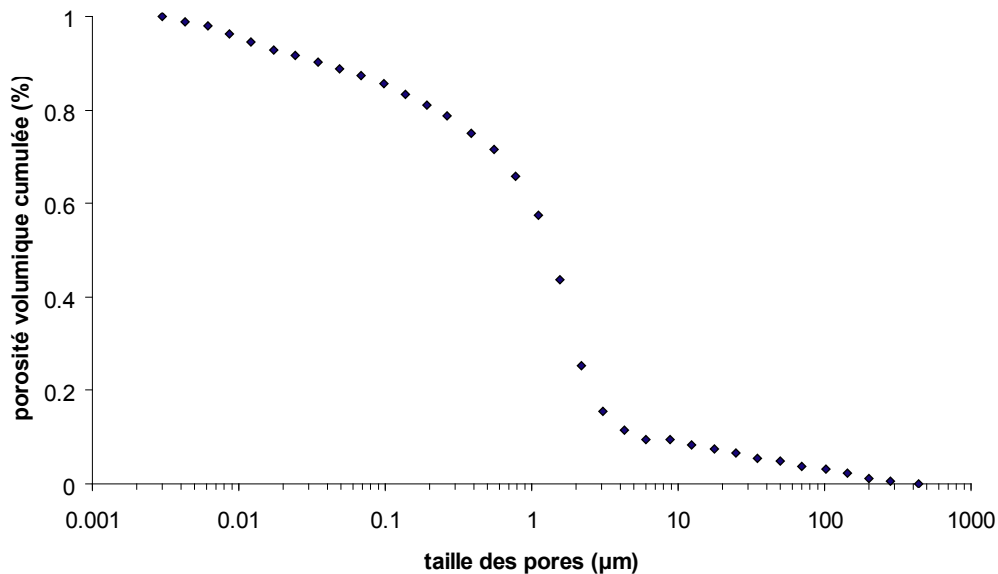


FIG. 5.3: Pourcentage volumique cumulé de la porosité interne connectée de la brique

### 5.2.3.4 Caractéristiques géométriques des particules grossières

La figure 5.4 présente des photographies au microscope électronique de grains de brique pilée de fractions  $400 - 500$  et  $500 - 600\text{ }\mu\text{m}$ . La figure 5.5 présente l'équivalent pour des grains de sable de la fraction  $400 - 600\text{ }\mu\text{m}$ . On remarque que les particules de brique pilée et de sable ont des formes quelconques. Elles ne sont généralement pas sphériques. Elles ont des angles bien

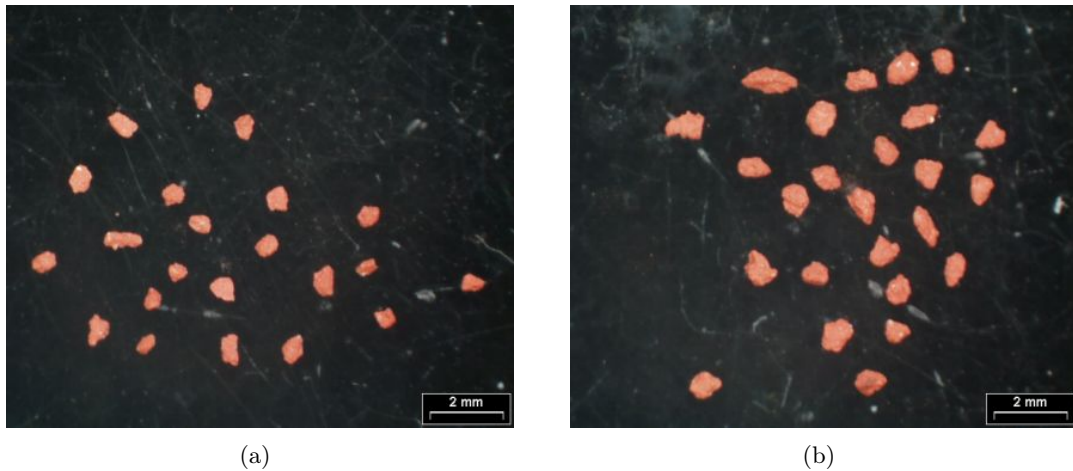


FIG. 5.4: Photographie au microscope des particules de brique pilée (a) fraction  $400 - 500 \mu m$  (b) fraction  $500 - 600 \mu m$

marqués et des arrêtes vives. Ces observations sont importantes pour interpréter les résultats des mesures de vitesse de chute des particules.

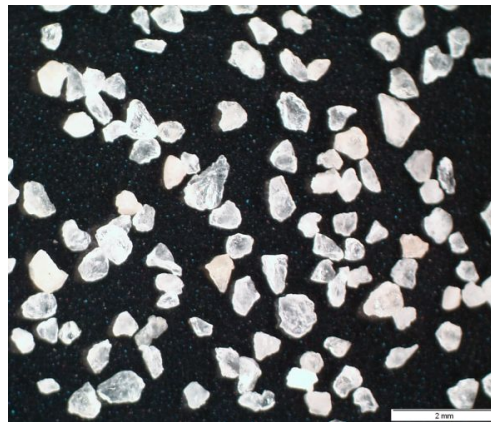


FIG. 5.5: Photographie au microscope des particules de sable de taille  $400 - 600 \mu m$

### 5.2.3.5 Vitesses de chute des particules grossières

Pour mesurer les vitesses de chute, on s'est servi d'une colonne transparente en plexi-glass remplie d'eau de dimensions  $60 \text{ cm}$  de hauteur,  $25 \text{ cm}$  de largeur et  $15 \text{ cm}$  de profondeur. On a lâché les particules par petits paquets en haut de la colonne, au centre de la surface libre pour éviter les effets de bord. On a placé une caméra à l'extérieur de la colonne, à mi-hauteur, pour filmer la chute des particules dans une zone où celles-ci ont atteint une vitesse terminale. On a collé une règle graduée sur le plexi-glass pour avoir une longueur de référence. La caméra a une fréquence d'acquisition de 25 images par secondes. On a calculé des moyennes à partir d'une

trentaine de mesures dans chaque cas. Les résultats sont donnés dans le tableau 5.4.

	sable 400 – 600 $\mu m$	brique pilée sèche 400 – 600 $\mu m$	brique pilée humide 400 – 600 $\mu m$
moyenne ( $cm s^{-1}$ )	5.24	3.63	3.67
écart-type ( $cm s^{-1}$ )	0.71	0.66	0.75

TAB. 5.4: Vitesse de chute des particules individuelles dans une colonne d'eau au repos

On note une différence d'environ de 30 % entre les vitesses de chute des particules de sable et de brique pilée alors que la différence de masse volumique entre les particules de sable et de brique pilée était de l'ordre de 8 %. [Davis et al. \(1983\)](#) ont mesuré des vitesses de chute comprises entre 1 et 5,5  $cm s^{-1}$  pour des particules de charbon ou de sable de taille de 150 à 350  $\mu m$ . Dans notre cas la différence de vitesse de chute entre les particules de sable et de brique pilée est beaucoup plus significative que la différence de densité. On peut se demander si la densité est le seul facteur qui explique cet écart. On a vu auparavant que la forme des particules de sable n'est pas plus sphérique que celle des particules de brique. La forme des particules n'est donc sans doute pas un facteur significatif. En tout cas il est intéressant de mentionner ce résultat car c'est la vitesse de chute qui intervient dans le calcul du nombre de Rouse ( $Rouse = \frac{u_*}{V_s}$ ) et qui nous sert pour distinguer les modes de transport.

## 5.3 Résultats

### 5.3.1 Hydraulique du ruissellement non chargé

#### 5.3.1.1 Sans rugosité de fond

Les figures 5.6 et 5.7 donnent les valeurs des vitesses et des hauteurs d'eau mesurées et calculées avec le modèle de [Savat \(1980\)](#) pour des pentes du canal de 2 et 4 %. Les hauteurs d'eau ont été mesurées en deux points du canal, au milieu de la pente aval et à l'exutoire du canal. Ces valeurs sont très proches. On en déduit que l'influence de la pente forte du 'mélangeur' n'a plus d'effet sur l'hydraulique de l'écoulement au milieu du canal. D'autre part, on constate que les hauteurs d'eau sont très bien estimées par le modèle de [Savat \(1980\)](#). Ce résultat était attendu car il a déjà été mis en évidence par d'autres études telle que celle de [Beuselinck et al. \(1999\)](#). Dans notre cas, les hauteurs d'eau mesurées sont toutefois légèrement supérieures aux

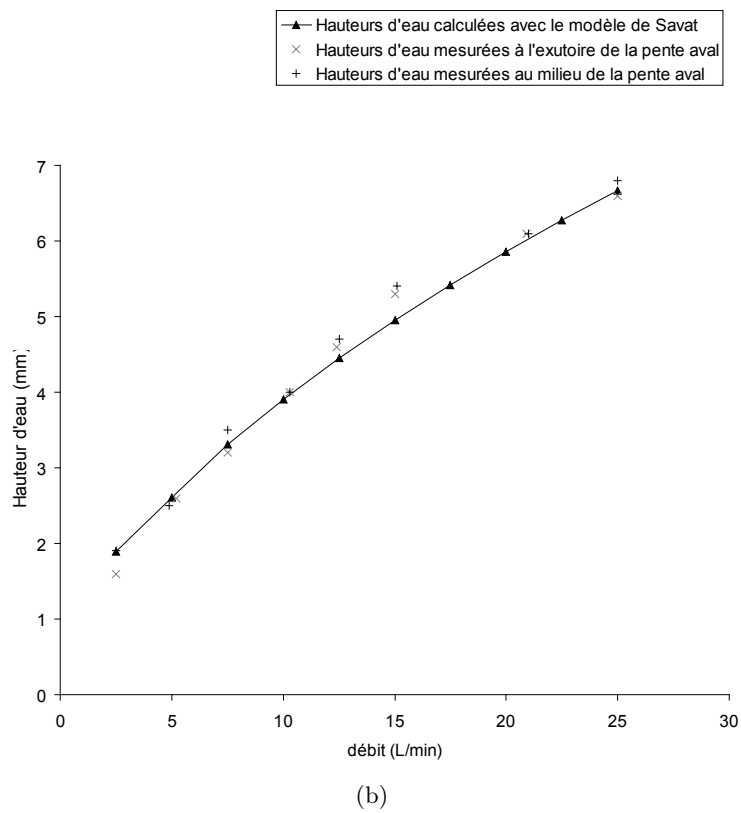
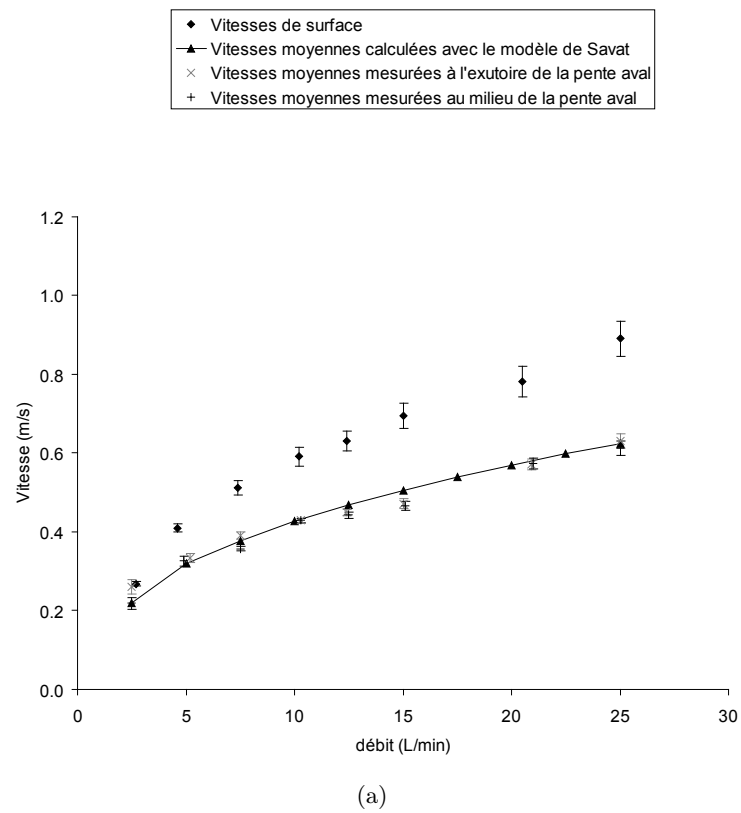


FIG. 5.6: (a) Vitesses moyennes et (b) hauteurs d'eau de l'écoulement dans un canal en PVC (rugosité équivalente estimée à  $1\ \mu\text{m}$ ) avec une pente aval de 2%. Comparaison entre données observées et données calculées avec le modèle de *Savat* (1980)

valeurs calculées pour les débits de 10 à 15  $L\ min^{-1}$  et les deux pentes considérées. Des ondes ont été observées dans le canal pour cette gamme de débits et peuvent expliquer ces différences. Ces ondes sont liées à la pompe ou à la rupture de pente entre le mélangeur et le canal principal. La valeur mesurée au milieu du canal pour le débit à 25  $L\ min^{-1}$  et la pente à 4 % est anormalement supérieure à celle mesurée à l'exutoire ou celle estimée par le modèle de [Savat \(1980\)](#). Ces petites anomalies dans les mesures de hauteur d'eau se répercutent sur les valeurs de vitesses moyennes observées car celles-ci ont été obtenues en divisant le débit par la hauteur d'eau. Cependant, en général, les vitesses moyennes de l'écoulement calculées avec le modèle de [Savat \(1980\)](#) sont très proches des valeurs observées. Le modèle de [Savat \(1980\)](#) est un bon outil d'estimation des variables hydrauliques du ruissellement pour des surfaces avec rugosité homogène. De petites barres d'erreur représentant les écart-types ont été ajoutées aux vitesses moyennes observées. Les débits fournis par la pompe évoluent légèrement au cours du temps. L'analyse des données de débit recueillies par la station d'acquisition nous a permis de déduire un écart-type sur les débits et indirectement sur les vitesses moyennes. Les écoulements étudiés dans cette partie sont supercritiques quelque soit la valeur du débit et de la pente.

Les vitesses de surface de l'écoulement ont été obtenues en lâchant des traceurs en polystyrène au niveau de la rupture de pente et en mesurant le temps nécessaire pour qu'ils parcourent le canal. Les valeurs montrées sur les figures 5.6 et 5.7 correspondent à des moyennes de plusieurs mesures. Ces valeurs sont 1.2 à 1.4 fois plus grandes que les vitesses moyennes de l'écoulement sauf pour le débit le plus faible (2.5  $L\ min^{-1}$ ). Pour ce débit il semble que les flotteurs soient freinés par le frottement sur le fond. C'est un point qui demande confirmation.

### 5.3.1.2 Avec rugosité de fond

On a collé une rugosité de grain de taille  $D_{50} = 70\ \mu m$  sur le fond du canal en appliquant une couche de sable et un verni. Le verni ne change pas la rugosité. On a renouvelé les mesures de hauteurs d'eau, de vitesses moyennes et de vitesses de surface de l'écoulement. Le tableau 5.5 présente ces résultats pour la pente à 4 % et les résultats obtenus précédemment pour la rugosité à 1  $\mu m$  et la même pente. Les différences sont insignifiantes par rapport aux données obtenues pour le canal en PVC lisse. Aucune tendance ne se dégage vraiment. Il en va de même avec les résultats du modèle de [Savat \(1980\)](#). Les valeurs de hauteurs d'eau calculées avec le modèle sont environ 3 % supérieures à celles calculées pour une rugosité à 1  $\mu m$ . Les valeurs de vitesse sont

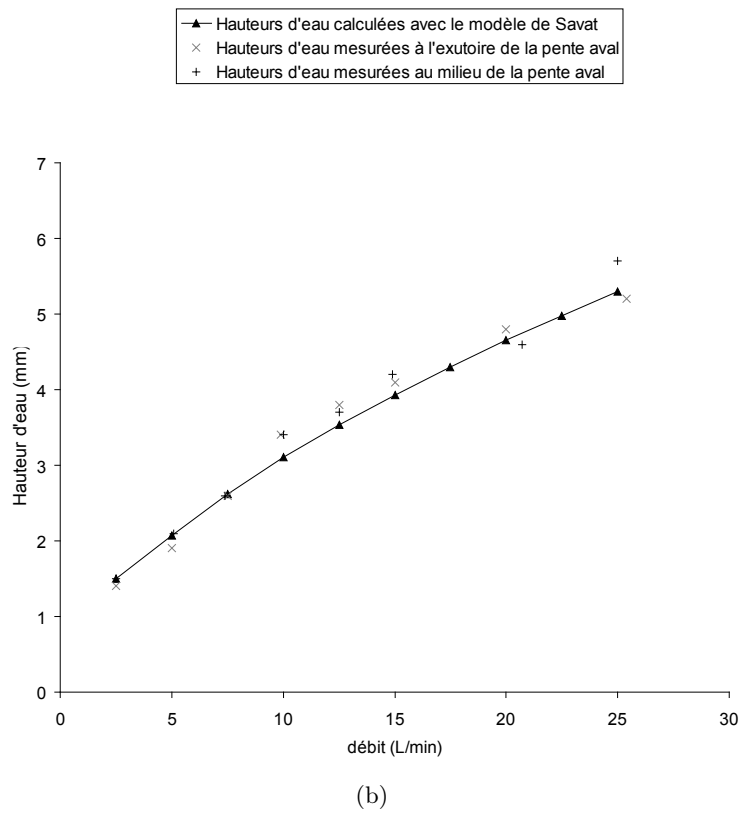
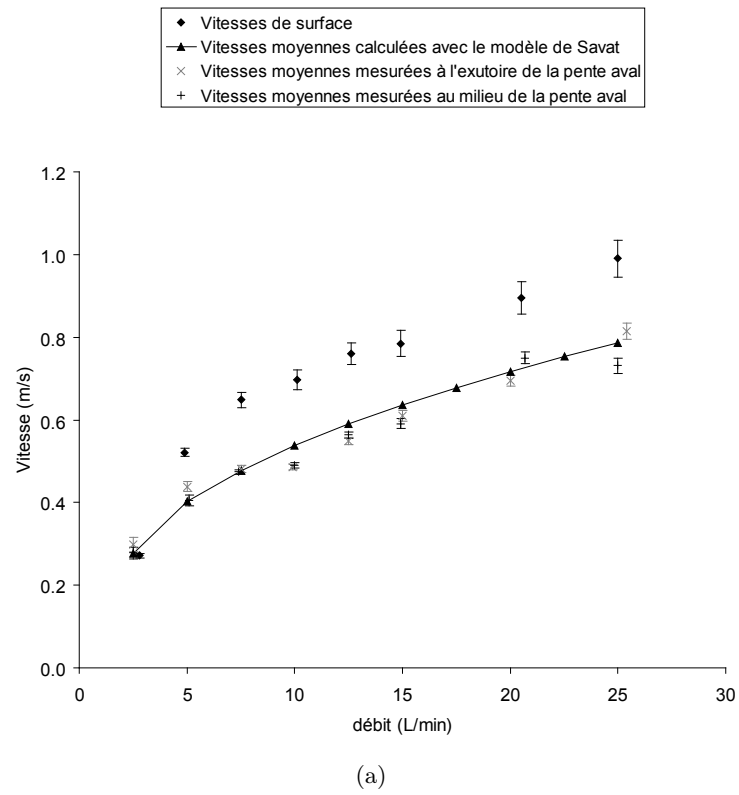


FIG. 5.7: (a) Vitesses moyennes et (b) hauteurs d'eau de l'écoulement dans un canal en PVC (rugosité équivalente estimée à  $1 \mu m$ ) avec une pente aval de 4%. Comparaison entre données observées et données calculées avec le modèle de *Savat* (1980)

environ 3 % inférieures à celles calculées pour une rugosité à  $1 \mu m$ . On en conclut que la variation de rugosité de fond testé n'a pas une influence majeure sur l'hydraulique de l'écoulement.

$Q$ $(L\,min^{-1})$	Rugosité $1\,\mu m$				Rugosité $70\,\mu m$			
	$h$ (Savat) $(mm)$	$\bar{V}$ (Savat) $(cm\,s^{-1})$	$h$ $(mm)$	$\bar{V}$ $(cm\,s^{-1})$	$h$ (Savat) $(mm)$	$\bar{V}$ (Savat) $(cm\,s^{-1})$	$h$ $(mm)$	$\bar{V}$ $(cm\,s^{-1})$
2.5	1.5	0.28	1.5	0.28	1.5	0.27	1.5	0.29
5	2.1	0.40	2.1	0.40	2.1	0.39	2.3	0.37
7.5	2.6	0.48	2.6	0.47	2.7	0.46	2.9	0.43
10	3.1	0.54	3.4	0.49	3.2	0.52	3.6	0.46
12.5	3.5	0.59	3.7	0.56	3.6	0.57	3.8	0.55
15	3.9	0.64	4.2	0.59	4.0	0.62	4.2	0.60
20	4.6	0.72	4.6	0.75	4.8	0.70	4.6	0.73
25	5.3	0.79	5.7	0.73	5.4	0.76	5.3	0.79

TAB. 5.5: Hauteurs d'eau et vitesses moyennes mesurées et calculées avec le modèle de [Savat \(1980\)](#) pour une rugosité de  $1 \mu m$  et de  $70 \mu m$  sur une pente à 4 %. Les hauteurs d'eau et les vitesses sont mesurées au milieu du canal

### 5.3.2 Effet de la densité du matériau sur le transport par charriage

#### 5.3.2.1 Première expérience de transport solide

La figure 5.8 montre les débits solides mesurés à la sortie du canal en fonction du temps pour la brique pilée et le sable quand on injecte une concentration constante de 20 et  $40 g L^{-1}$  de brique pilée et de  $20 g L^{-1}$  de sable à l'entrée du 'mélangeur' pour différents débits compris entre 2 et  $16 L min^{-1}$  sur une pente à 2.2 %. Le tableau 5.6 synthétise les données de transport solide. On constate que les débits solides de sable sont systématiquement inférieurs aux débits solides de brique pilée. *Pour une même concentration injectée ( $C_{in} = 20 g L^{-1}$ ) et pour un même débit, le débit solide moyen de sable est 25 à 40 % inférieur au débit solide de brique pilée.* Pour le débit à  $2 L min^{-1}$ , le débit solide de sable est nul car l'écoulement n'a pas la compétence pour transporter les grains de sable tandis que la brique pilée est mise en mouvement par l'écoulement. La contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement est plus faible pour la brique pilée que pour le sable. Ces résultats mettent en évidence le rôle de la densité du matériau sur le transport. La brique pilée, pourtant à peine plus légère que le sable est transportée en plus grosse quantité dans les mêmes conditions hydrauliques.

La figure 5.8 montre aussi que les débits solides mesurés à l'exutoire sont très variables dans le temps. Ces variations ne peuvent être expliquées seulement par les incertitudes de mesure. Le processus de transport est réellement irrégulier dans le temps. Les particules semblent être

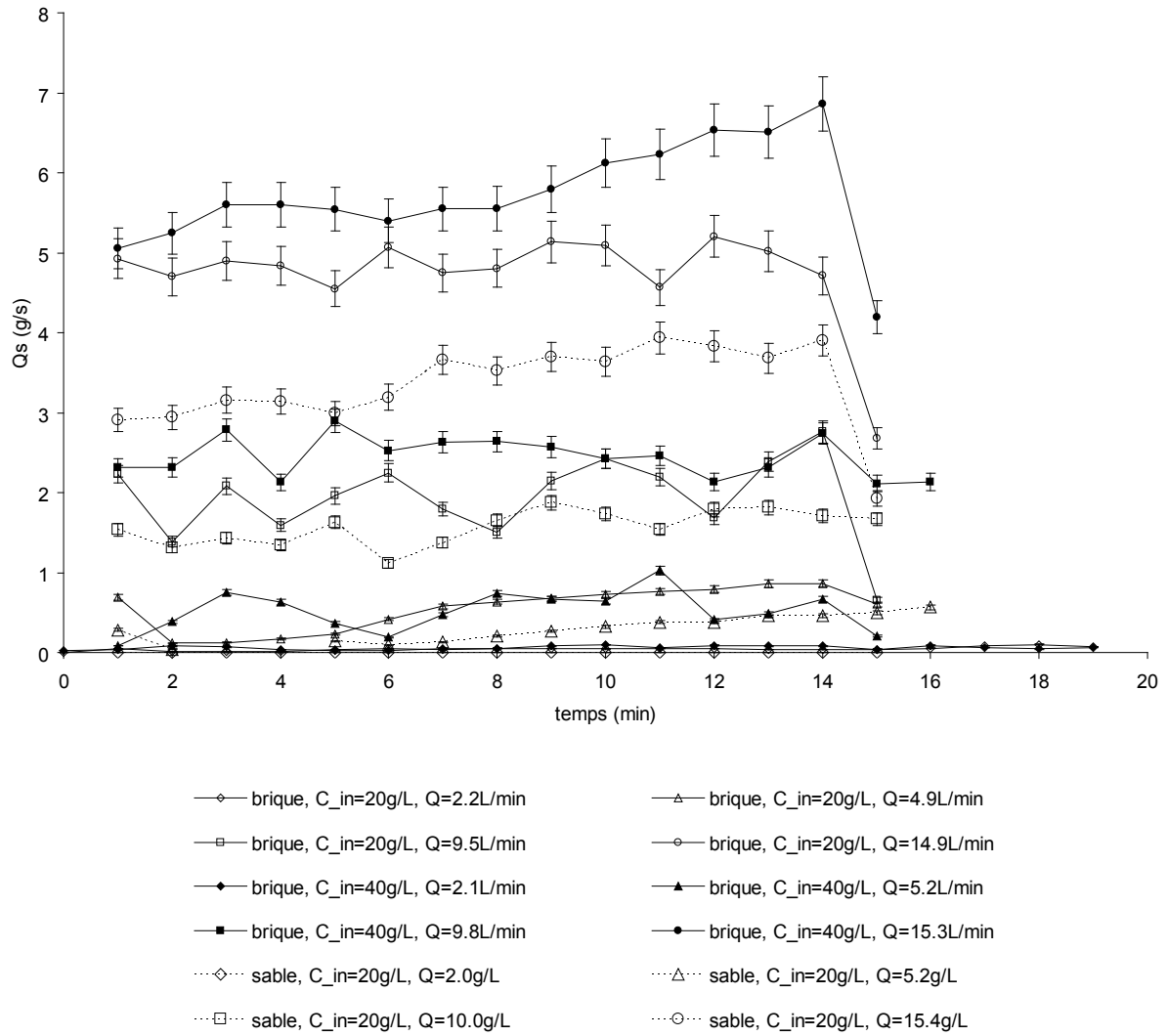


FIG. 5.8: Débits solides mesurés à l'exutoire en fonction du temps quand on injecte une concentration constante de 20 et 40  $g L^{-1}$  de brique pilée et de 20  $g L^{-1}$  de sable à l'entrée du 'mélangeur' pour différents débits compris entre 2 et 16  $L min^{-1}$  sur une pente à 2.2 %

transportées par paquets. Pour les débits liquides inférieurs à environ 5  $L min^{-1}$ , le débit solide est souvent maximum au début et puis il connaît une chute brutale avant de remonter progressivement par la suite. Ceci peut être expliqué par le fait que l'écoulement n'a pas la capacité de transporter 20  $g L^{-1}$  de matériau injecté et donc d'autant plus 40  $g L^{-1}$  pour les faibles débits. Par conséquent la matière est déposée. Un petit dôme apparaît d'abord quelques dizaines de  $cm$  après la rupture de pente. Le pic initial de débit solide correspond aux grains qui ne se sont pas déposés au tout début de l'expérience et qui ont été transportés à la capacité de transport effective de l'écoulement pour la pente de 2.2 %. La majorité des particules est ensuite piégée par ce monticule et la zone de dépôt grossit. Cette zone progresse vers l'aval en s'épaississant. L'écoulement reconstitue en fait un lit avec une plus forte pente qui doit lui permettre



Brique, $C_{in} = 20 g L^{-1}$						
Moyenne $Q$ ( $L min^{-1}$ )	Ecart-type $Q$ ( $L min^{-1}$ )	Moyenne $T^{\circ} eau$ ( $^{\circ}C$ )	Moyenne $Q_s$ ( $g s^{-1}$ )	Ecart-type $Q_s$ ( $g s^{-1}$ )	Minimum $Q_s$ ( $g s^{-1}$ )	Maximum $Q_s$ ( $g s^{-1}$ )
2.16	0.28	23.5	0.04	0.02	0.00	0.10
4.89	0.17	23.0	0.53	0.29	0.23	0.87
9.48	0.22	24.0	2.03	0.39	1.39	2.76
14.85	0.43	23.0	4.88	0.21	4.55	5.20

Brique, $C_{in} = 40 g L^{-1}$						
2.14	0.22	24.0	0.06	0.02	0.02	0.10
5.16	0.17	23.0	0.52	0.25	0.08	1.03
9.84	0.42	24.5	2.45	0.25	2.11	2.90
15.25	0.85	23.5	5.83	0.54	5.06	6.86

Sable, $C_{in} = 20 g L^{-1}$						
2.03	0.10	23.5	0.00	0.00	0.00	0.00
5.24	0.15	23.0	0.32	0.16	0.30	0.73
10.03	0.81	22.5	1.57	0.22	1.11	1.88
15.38	0.57	23.0	3.44	0.37	2.91	3.94

TAB. 5.6: Résumé des données de transport solide obtenues pour l'expérience avec injection de brique pilée à 20 et  $40 g L^{-1}$  et de sable à  $40 g L^{-1}$  sur une pente à 2.2 %

in fine de transporter tout ce qu'on lui injecte. Ce mécanisme est caractéristique du transport par charriage. C'est ce phénomène qui explique la croissance du débit solide avec le temps. Avec les mesures au rugosimètre à aiguilles, on a pu voir que la pente du lit de sédiment a souvent un profil convexo-concave à la fin des simulations. Pour le sable, le débit solide a tendance à augmenter au fil du temps quelque soit le débit mis en jeu. En revanche pour la brique pilée, on note que pour les débits à 10 et  $15 L min^{-1}$  et pour  $C_{in} = 20 g L^{-1}$ , les débits solides sont assez irréguliers mais n'ont pas tendance à augmenter dans le temps. Les masses déposées dans le canal sont également assez faibles comparées aux masses totales exportées. Le débit solide injecté est probablement proche du débit solide maximal que l'écoulement peut transporter pour une pente à 2.2 %. Avec  $C_{in} = 40 g L^{-1}$ , la charge solide injectée est en excès par rapport à la capacité de transport de l'écoulement et un dépôt se forme. La pente du lit s'adapte et les débits solides augmentent dans le temps. Ce type d'expérience doit permettre d'estimer la capacité de transport de l'écoulement pour des conditions de débit et de pente initiale connues. Cependant quand la concentration injectée est trop forte par rapport à la capacité réelle de l'écoulement, il faut attendre un temps suffisamment long pour atteindre un régime d'équilibre avec une pente stabilisée et un débit solide qui n'augmente plus à l'exutoire. Quand bien même on atteint ce régime d'équilibre, on ne connaît par précisément la pente du lit de dépôt. Pour s'acquitter de ce problème, on a appliqué une autre méthode par la suite. Dans la seconde expérience de transport solide, on a recherché le débit solide injecté le plus grand pour lequel aucun dépôt n'apparaît

sur la pente aval, c'est-à-dire pour lequel le taux d'exportation reste égal à 1. On a appelé cette mesure le débit solide à l'équilibre. On est alors sûr que le débit solide mesuré correspond à la pente que l'on applique.

### 5.3.2.2 Deuxième expérience de transport solide

Les résultats de cette expérience sont résumés dans le tableau B.1 qui est présenté dans l'Annexe B. Les débits solides à l'équilibre sont représentés en fonction des débits liquides sur la figure 5.9.

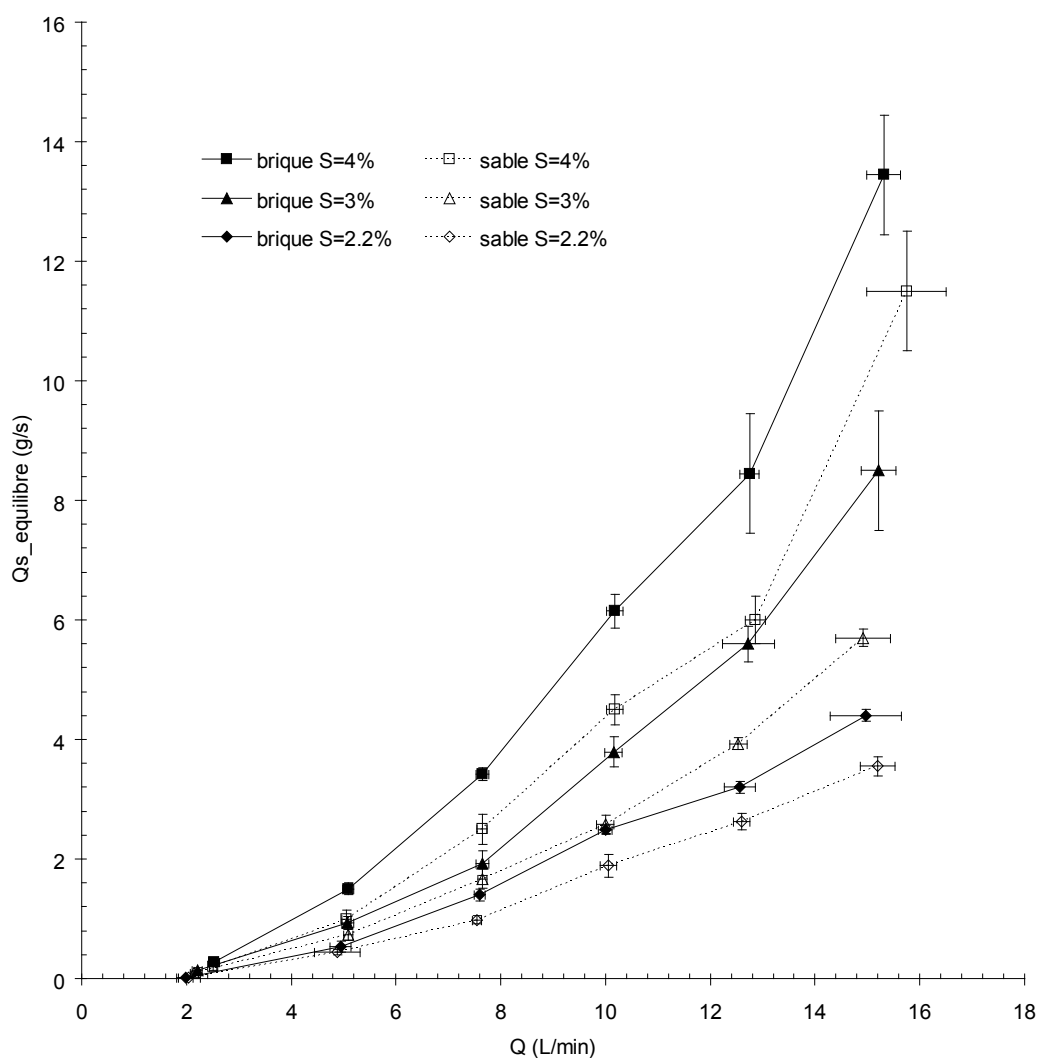


FIG. 5.9: Débits solides à l'équilibre en fonction des débits pour la brique et le sable sur des pentes de 2.2, 3 et 4% et des débits compris entre 2 et  $15 L min^{-1}$

On a fait apparaître les écart-types de part et d'autre des valeurs moyennes de débits et les incertitudes sur les mesures de débit solide à l'équilibre. Ces derniers sont obtenus par dichotomie.

On s'est approché au maximum du débit solide à l'équilibre par excès, en recherchant l'apparition du dépôt. On a défini le débit solide à l'équilibre comme la moyenne de ces deux valeurs et l'erreur de mesure comme l'écart entre la moyenne et ces valeurs. L'erreur augmente quand le débit solide devient plus grand. Ceci est lié au fait qu'il faut apporter beaucoup de matériau pour des débits solides importants et que nous avons été limité par la quantité de matériau disponibles. Nous avons environ 20 kg de sable et 30 kg de brique pilée tamisé à 400 – 600  $\mu\text{m}$ . D'autre part, le distributeur de grain perd en précision quand le débit solide devient supérieur à environ 5 g s<sup>-1</sup>. Les débits supérieurs à 10 L min<sup>-1</sup> sont aussi plus variables que les débits plus faibles. Ceci est lié à la pompe. On retrouve le même résultat que pour la première expérience de transport solide. Les débits solides de brique pilée sont supérieurs à ceux du sable. *Pour des conditions hydrauliques identiques, les débits solides de sable sont de 15 à 35 % inférieurs à ceux de la brique pilée. La différence de densité entre les deux matériaux qui est de l'ordre de 8 % a presque le même effet qu'une différence de pente de 1 %.* En effet les débits solides de sable pour une pente donnée sont proches des débits solides obtenus pour la brique pilée sur une pente 1 % plus faible. Il serait donc intéressant de tester un matériau encore plus léger que la brique pilée, plus représentatif de la densité des agrégats, pour approfondir l'effet de la densité sur le transport. Il faudrait aussi reproduire ce travail avec d'autres classes granulométriques pour comparer l'effet de la taille et de la densité des particules.

En partant du constat établi dans la partie 5.3.1 selon lequel le modèle de [Savat \(1980\)](#) est un bon estimateur des variables hydrauliques d'un écoulement non chargé sur une surface à rugosité uniforme, on a décidé d'utiliser cet outil en première approche pour calculer les hauteurs d'eau et les vitesses moyennes en appliquant les conditions retranscrites dans le tableau B.1. Les concentrations volumiques en matériau, autre donnée d'entrée du modèle, ont été calculées en divisant le débit par le débit solide et la masse volumique des particules. L'évaluation du modèle de [Savat \(1980\)](#) a été effectuée auparavant pour un fluide non-chargé. Elle doit être menée par la suite pour un fluide chargé même si, en principe, l'effet de la concentration en matériau sur les propriétés hydrodynamiques de l'écoulement doit être relativement faible pour nos gammes de concentrations. Le modèle de [Savat \(1980\)](#) n'est pas très sensible à la concentration en matériau. Quelques valeurs de hauteurs d'eau ont été collectées pendant ces expériences, certaines avant l'injection de particules grossières, d'autres pendant l'injection. Ces mesures sont trop peu nombreuses pour établir des conclusions mais il semble que l'augmentation de la hauteur d'eau associée à la présence des particules soit plus importante que celle prévue par le modèle de [Savat](#)

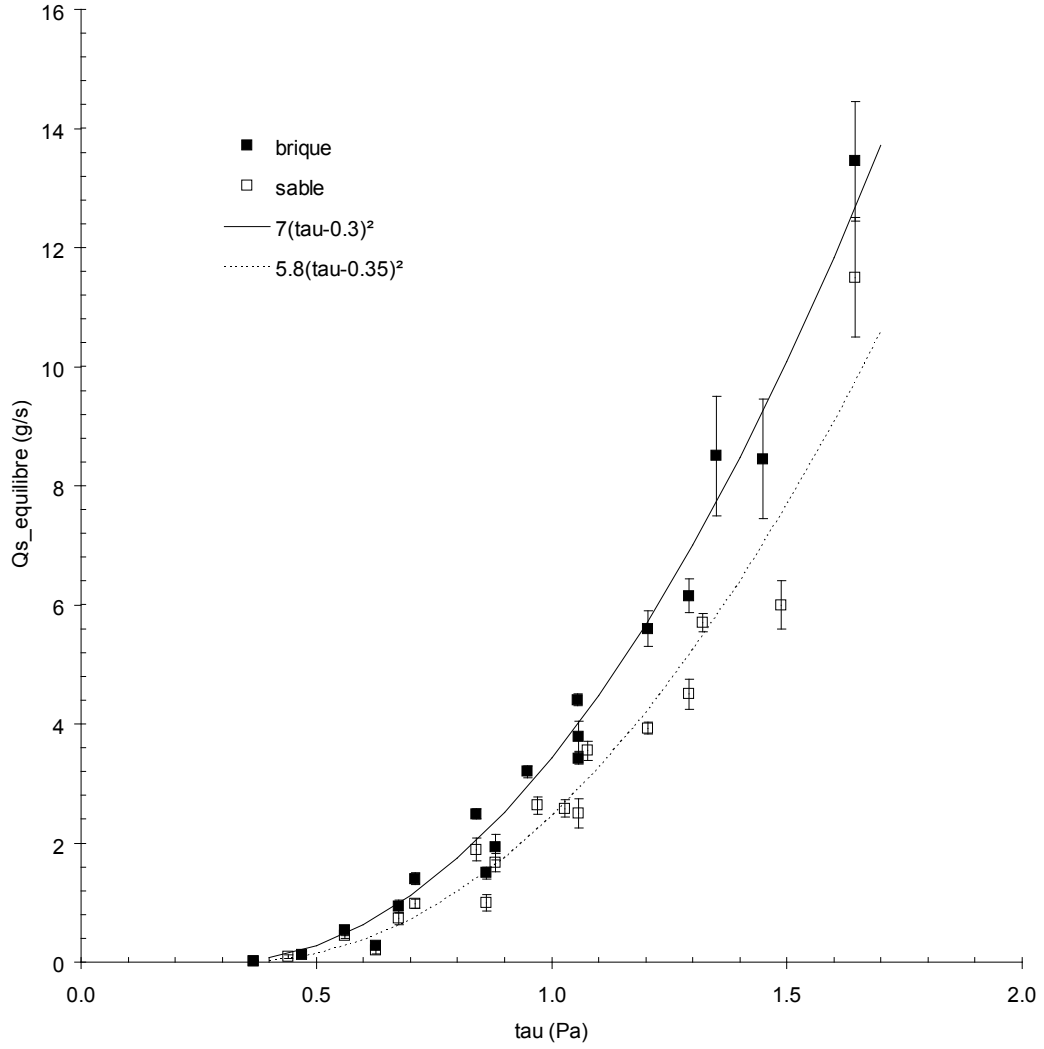


FIG. 5.10: Débits solides à l'équilibre en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement pour la brique et le sable sur des pentes de 2.2, 3 et 4 % et des débits compris entre 2 et 15  $L min^{-1}$

(1980). Ces résultats seront ré-examinés par la suite en analysant les mesures de vitesse par PIV pour des conditions de fluide chargé et non-chargé. Dans l'immédiat, les contraintes de cisaillement de l'écoulement ont été calculées en utilisant les hauteurs d'eau données par le modèle de [Savat \(1980\)](#). Sur la figure 5.10, les débits solides à l'équilibre sont exprimés en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement. On retrouve bien la même tendance. La majorité des points correspondant au sable sont positionnés en-dessous de ceux correspondant à la brique pilée. On a tracé deux courbes de la forme suivante :

$$\eta_c(\tau - \tau_c)^2 \quad (5.1)$$

avec  $\eta_c$  le coefficient d'efficacité du transport de sédiments. On a calé  $\eta_c$  à la main. On a pris  $\tau_c = 0.3 Pa$  pour la brique pilée et  $\tau_c = 0.35 Pa$  pour le sable. Ces valeurs ont été vérifiées expérimentalement en recherchant la limite inférieure du transport des particules. On a pris un exposant puissance égal à 2 car c'est celui qui reproduisait le mieux la forme des courbes de points expérimentaux. Cette valeur de 2 est dans la gamme des valeurs habituellement utilisée pour exprimer les capacités de transport du charriage (*Prosser and Rustomji, 2000*). On a trouvé  $\eta_c = 0.7$  pour la brique pilée et  $\eta_c = 0.58$  pour le sable. On a donc bien une efficacité du transport plus grande pour la brique pilée.

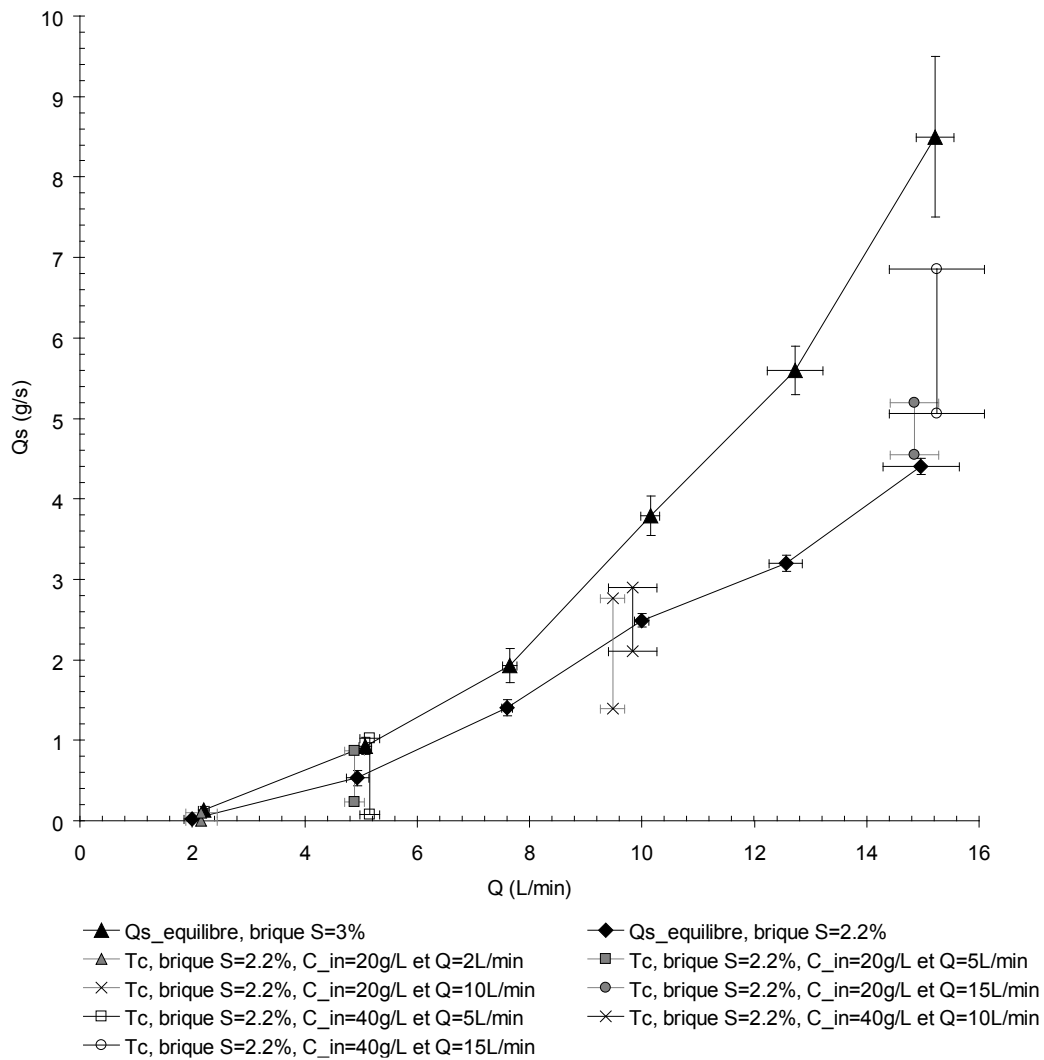


FIG. 5.11: Comparaison des débits solides à l'équilibre obtenus dans la deuxième expérience de transport solide avec les valeurs obtenues dans la première expérience pour la brique pilée

Afin de savoir si ces débits solides à l'équilibre sont assimilables à des capacités de transport, on a comparé les valeurs à celles obtenues dans la première expérience de transport solide. Les figures 5.11 et 5.12 illustrent respectivement les cas de la brique pilée et du sable. Les valeurs

provenant de la première expérience ont été notées  $T_c$  sur les graphiques car elles nous servent de valeurs de capacité de transport de référence lors de cette comparaison. Elles sont bornées par les valeurs minimale et maximale de débit solide données dans le tableau 5.6. Ce choix dépend du fait que pour beaucoup de ces expériences, le débit solide avait tendance à augmenter dans le temps en réponse à l'accroissement de pente dû au dépôt. En fin d'expérience la pente du lit était souvent supérieure à la pente initiale de 2.2 %. C'est la raison pour laquelle on a aussi représenté les résultats de la seconde expérience de transport solide pour la pente à 3 %.

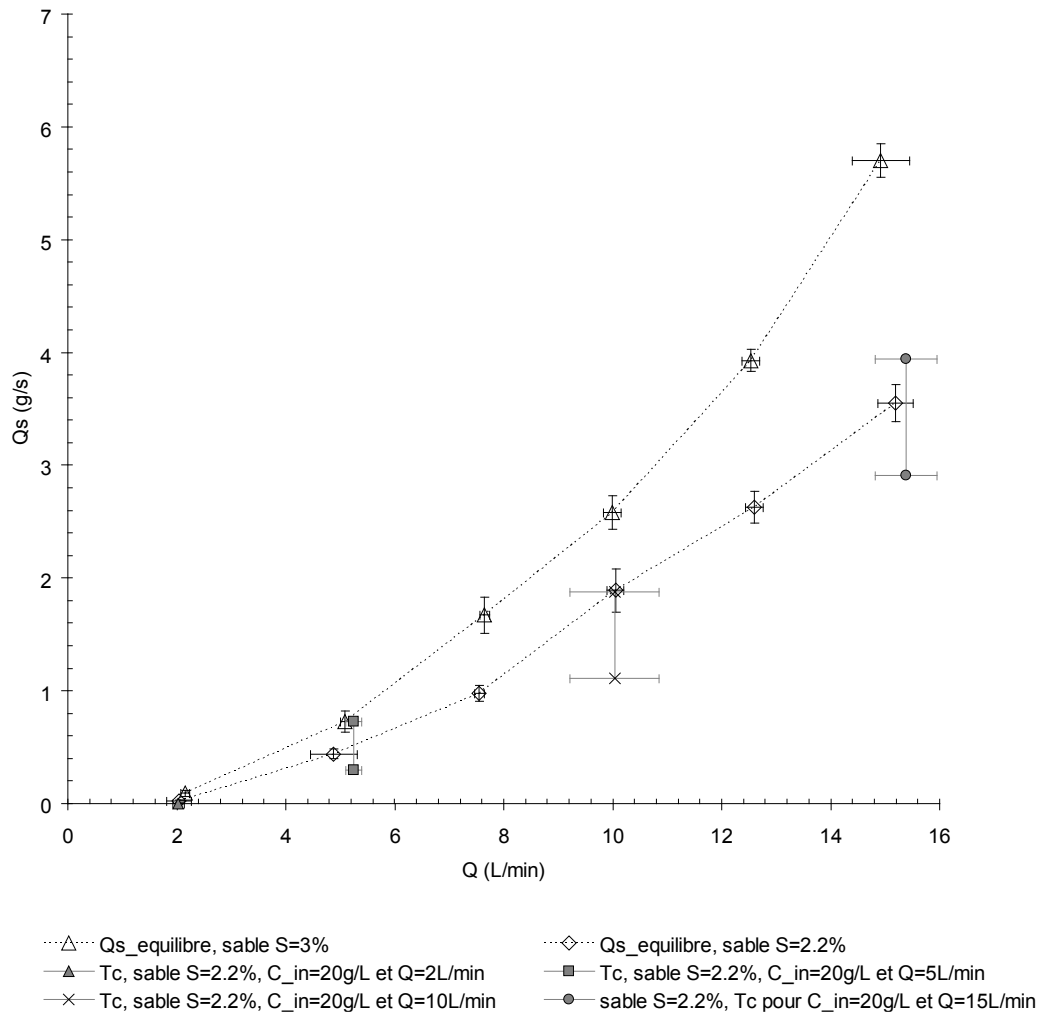


FIG. 5.12: Comparaison des débits solides à l'équilibre obtenus dans la deuxième expérience de transport solide avec les valeurs obtenues dans la première expérience pour le sable

On constate que les valeurs de débits solides à l'équilibre obtenues sur la pente à 2.2 % sont pour la plupart comprises dans les intervalles de valeurs mesurées lors de la première expérience sur la pente à 2.2 %. On en déduit que les débits solides à l'équilibre obtenus dans la deuxième expérience peuvent être interprétés comme des capacités de transport. On pouvait en douter du

fait de la plus faible rugosité du fond. Dans la seconde expérience on avait une rugosité de grain  $D_{50} = 70 \mu m$  alors que dans la première expérience, le fond du canal était tapissé d'une couche de grains grossiers déposés. La valeur de débit solide à l'équilibre correspondant au débit le plus élevé pour la brique pilée est inférieure aux valeurs obtenues dans la première expérience, surtout pour  $C_{in} = 40 g L^{-1}$ . Dans ce dernier cas, la pente du lit reconstituée au cours de la simulation fait tendre les conditions hydrauliques vers celles d'une pente moyenne plus forte, proche d'une pente plane à 3 %. L'avantage de la seconde expérience est qu'elle nous donne une valeur de débit solide à l'équilibre pour une pente et un débit connus directement. Il n'y a pas besoin d'attendre le régime d'équilibre. C'est donc une méthode rapide qui donne une bonne estimation de la capacité de transport. Le tableau B.1 résume les résultats de cette expérience.

### 5.3.3 Interaction entre deux modes de transport : le charriage et la suspension

Dans la dernière partie de la deuxième expérience de transport solide on a associé deux modes de transport. On a incorporé de la kaolinite à l'eau du système circulant dans un circuit fermé. On a ensuite injecté de la brique pilée à l'entrée du canal afin de déterminer les débits solides charriés à l'équilibre pour les valeurs de débit appliqués précédemment (5.3.2.2) et pour la pente à 4 %. On a estimé approximativement le volume d'eau présent dans le circuit afin de calculer les quantités de kaolinite à introduire dans le système pour obtenir des concentrations de matériau en suspension de  $C_{susp} = 20, 40 \text{ et } 80 g L^{-1}$ . Les mesures de concentration de matériau en suspension effectuées par prélèvement d'un litre de liquide à la sortie du canal puis par séchage à l'étuve ont révélé des valeurs un peu différentes. On a obtenu des concentrations de 7, 41 et  $84 g L^{-1}$ . La première valeur est faible comparée à la concentration de  $20 g L^{-1}$  recherchée. On s'est rendu compte que, malgré l'action de la pompe, une stratification pouvait s'établir dans la cuve. Pour éviter ce problème au cours des expériences suivantes on a brassé l'eau manuellement avec une truelle régulièrement dans le temps.

Les résultats de débits solides à l'équilibre en fonction du débit sont présentés dans la figure 5.13 pour la brique pilée et pour la pente à 4 %. Les résultats obtenus avec de l'eau claire sont aussi reportés sur cette figure. On note une très faible différence entre les résultats obtenus avec de l'eau claire et ceux obtenus avec la matière en suspension, quelque soit la concentration de kaolinite appliquée. Les débits solides à l'équilibre obtenus avec de l'eau claire sont légèrement

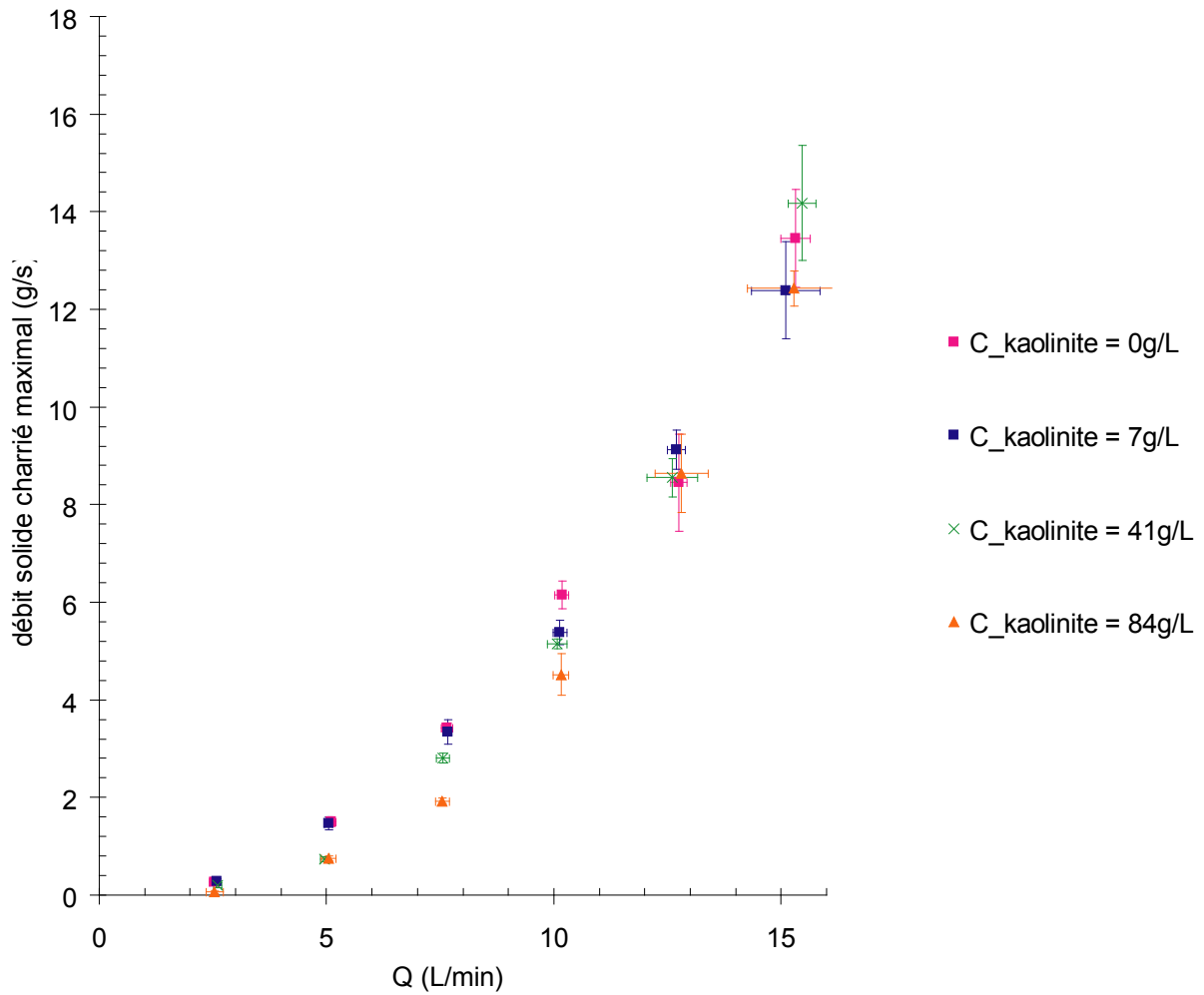


FIG. 5.13: Débits solides à l'équilibre en fonction des débits pour la brique sur la pente à 4 % quand on applique des concentrations de matériau en suspension de 0, 7, 41 et  $84 \text{ g L}^{-1}$

supérieurs à ceux obtenus avec la matière en suspension pour des débits inférieurs à  $10 \text{ L min}^{-1}$ . Pour des débits supérieurs, cette différence n'existe même plus même si les incertitudes de mesure des débits solides à l'équilibre sont plus grandes. On en déduit donc que l'apport de matière en suspension n'affecte pas significativement le transport par charriage dans les conditions expérimentales que nous avons testées. On met ainsi en évidence l'intérêt potentiel d'adopter une modélisation basée sur les modes de transport plutôt que par classe de particules. On ne peut probablement pas diviser la capacité de transport en fonction du nombre de classes granulométriques présentes dans l'écoulement. Il est sans doute préférable de bien caractériser le transport en suspension et le transport par charriage. Il semble que le transport d'éléments fins en suspension soit peu limité tandis que le concept de capacité de transport s'applique très bien au charriage.



## 5.4 Discussion

### 5.4.1 Hydraulique du ruissellement chargé en matériau

Les figures 5.14 et 5.15 illustrent les résultats des mesures de vitesse de surface de l'écoulement obtenues par la méthode de la PIV. La caméra rapide était positionnée 70 cm après la rupture de pente. Les écart-types sont aussi représentés sur ces deux figures. La figure 5.14 donne les résultats pour une pente du canal à 2.2 % et la figure 5.15 pour une pente à 4 %. Plusieurs situations de transport solide sont testées :

- écoulement non chargé
- écoulement avec suspension de kaolinite
- écoulement avec suspension de kaolinite et charriage de grains de brique pilée

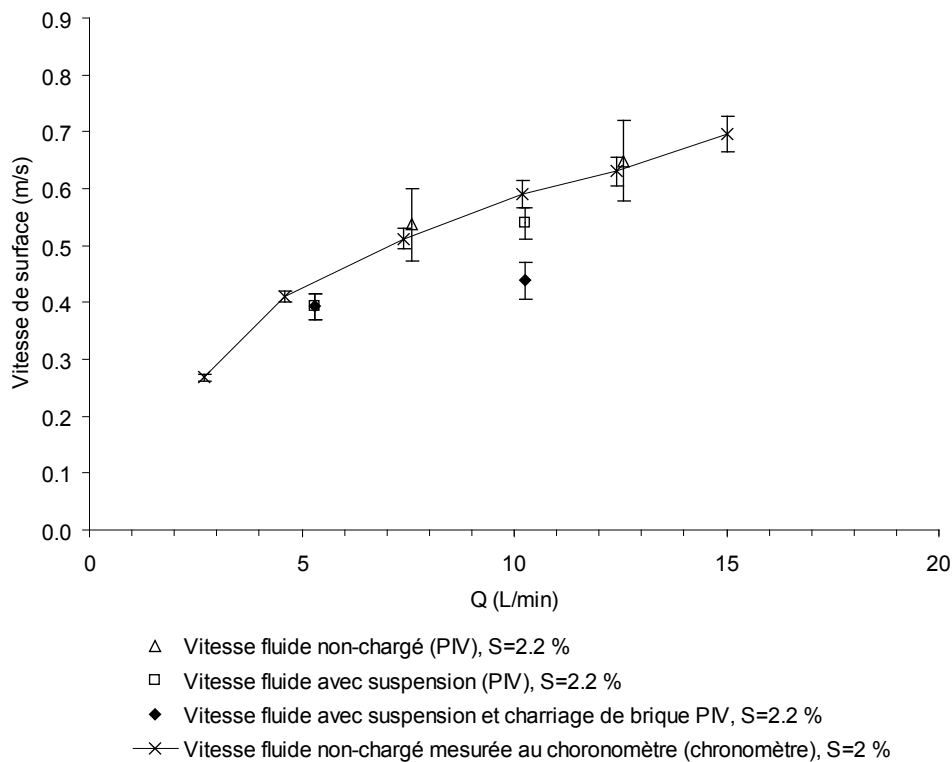


FIG. 5.14: Effet du transport de matériau sur les vitesses de surface mesurées par la méthode de la PIV pour la pente à 2.2 %

Sur la figure 5.14 on a aussi fait apparaître les valeurs de vitesse de surface de l'écoulement non chargé mesurées avec les traceurs et le chronomètre sur la totalité de la longueur du canal. On constate que ces valeurs sont très proches de celles obtenues par la méthode de la PIV. Sur la figure 5.15, on a positionné d'autres points de mesure obtenus par la méthode de la PIV en

ayant placé la caméra rapide à des distances de 165 et 250 cm après la rupture de pente. Le but est de tester l'uniformité des vitesses le long du canal. On vérifie que l'influence de la pente du mélangeur ne se fait quasiment plus sentir 70 cm après la rupture de pente. En effet les vitesses obtenues à des distances différentes ne varient quasiment pas.

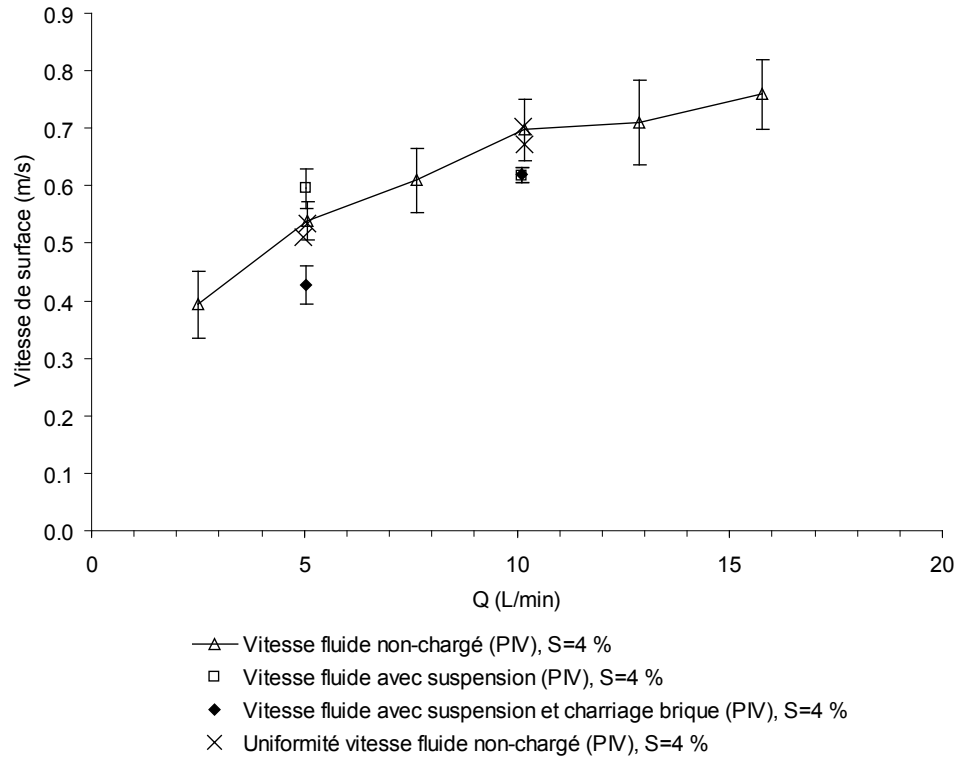


FIG. 5.15: Effet du transport de matériau sur les vitesses de surface mesurées par la méthode de la PIV pour la pente à 4 %

En ce qui concerne les vitesses de l'écoulement chargé avec suspension ou chargé avec suspension et charriage, ces premiers résultats nous encouragent à entreprendre d'autres expériences. Les vitesses de l'écoulement chargé en suspension sont plus faibles que les vitesses de l'écoulement non chargé sur la pente à 2.2 %. Sur la pente à 4 %, c'est moins clair. La vitesse de l'écoulement chargé en suspension est plus forte pour le débit à  $5 \text{ L min}^{-1}$  et plus faible pour le débit à  $10 \text{ L min}^{-1}$ . Par contre on remarque que les écart-types de ces vitesses sont plus faibles que ceux des vitesses de l'écoulement non-chargé. Les ondes qui étaient observées à la surface de l'écoulement non-chargé n'étaient plus visibles lorsque l'écoulement était chargé en suspension. On interprète ce résultat en supposant que la présence des sédiments réduit la turbulence de l'écoulement comme indiqué par [Merten et al. \(2001\)](#). Les vitesses de l'écoulement chargé avec suspension et charriage sont systématiquement plus faibles que les vitesses de l'écoulement non-

chargé. Cela peut s'expliquer par le fait qu'une partie de l'énergie disponible est consacrée au transport des particules grossières. L'énergie cinétique est donc plus faible. On peut aussi penser que le charriage des grains de brique pilée crée une rugosité plus importante que la rugosité des grains collés au fond du canal dont  $D_{50}$  vaut  $70\ \mu\text{m}$ . Les grains de brique pilée sont transportés très près du fond et forme une couche résistante pour l'écoulement. [Abrahams and Atkinson \(1993\)](#) ont étudié expérimentalement la relation entre la vitesse des grains et la concentration en matériau dans l'écoulement. Ils ont montré que la vitesse des particules et la vitesse du fluide sont affectées par la concentration en matériau. [Guy et al. \(1992\)](#) ont trouvé que les vitesses moyennes de l'écoulement chargé en particules étaient supérieure à celles mesurées avec de l'eau claire.

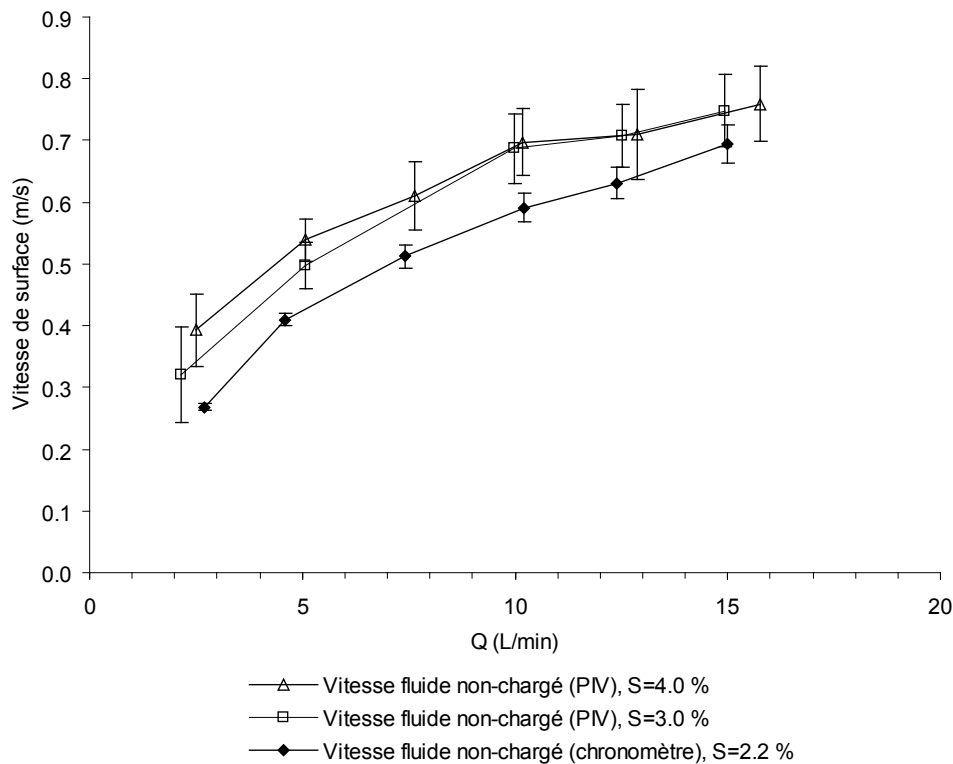


FIG. 5.16: Vitesses de surface du fluide non chargé pour les pentes à 2, 3 et 4 %

La figure 5.16 montre les vitesses de surface de l'écoulement non chargé obtenues par la méthode de la PIV sur les pentes à 2.2, 3 et 4 %. Pour les faibles débits, les vitesses sont rangées selon l'ordre des pentes avec les vitesses les plus faibles pour la pente à 2.2 % et les vitesses les plus grandes pour la pente à 4 %. En revanche, pour les forts débits, les vitesses sont quasiment identiques pour les pentes à 3 et 4 % et sont sensiblement supérieures aux vitesses pour la pente à 2 %. Les écarts de vitesse dus à la pente semblent donc se réduire lorsque les débits augmentent.

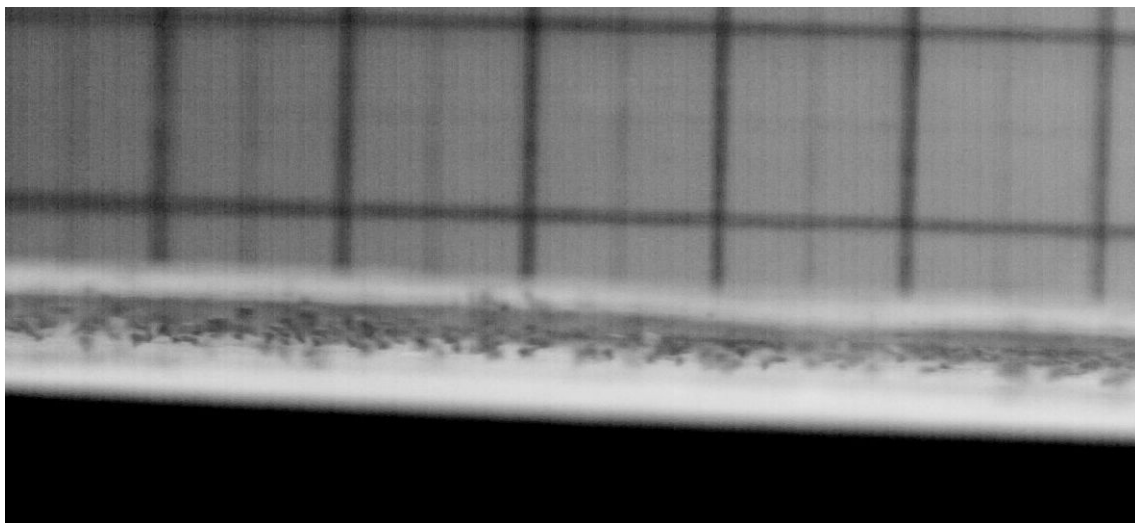
### 5.4.2 Les régimes hydrauliques et les modes de transport

Matériau	Pente	$Q$ ( $L\ min^{-1}$ )	$\tau$ ( $Pa$ )	$u_*$ ( $cm\ s^{-1}$ )	Rouse
brique	0.022	2.0	0.37	1.9	0.53
	0.022	4.9	0.56	2.4	0.65
	0.022	7.6	0.71	2.7	0.73
	0.022	10.0	0.84	2.9	0.80
	0.022	12.6	0.95	3.1	0.85
	0.022	15.0	1.06	3.2	0.89
sable	0.022	2.0	0.37	1.9	0.37
	0.022	4.9	0.56	2.4	0.45
	0.022	7.6	0.71	2.7	0.51
	0.022	10.1	0.84	2.9	0.55
	0.022	12.6	0.97	3.1	0.59
	0.022	15.2	1.08	3.3	0.63
brique	0.040	2.5	0.63	2.5	0.69
	0.040	5.1	0.86	2.9	0.81
	0.040	7.7	1.06	3.3	0.90
	0.040	10.2	1.29	3.6	0.99
	0.040	12.8	1.45	3.8	1.05
	0.040	15.3	1.64	4.1	1.12
sable	0.040	2.5	0.63	2.5	0.48
	0.040	5.1	0.86	2.9	0.56
	0.040	7.6	1.06	3.3	0.62
	0.040	10.2	1.29	3.6	0.69
	0.040	12.9	1.49	3.9	0.74
	0.040	15.8	1.64	4.1	0.77

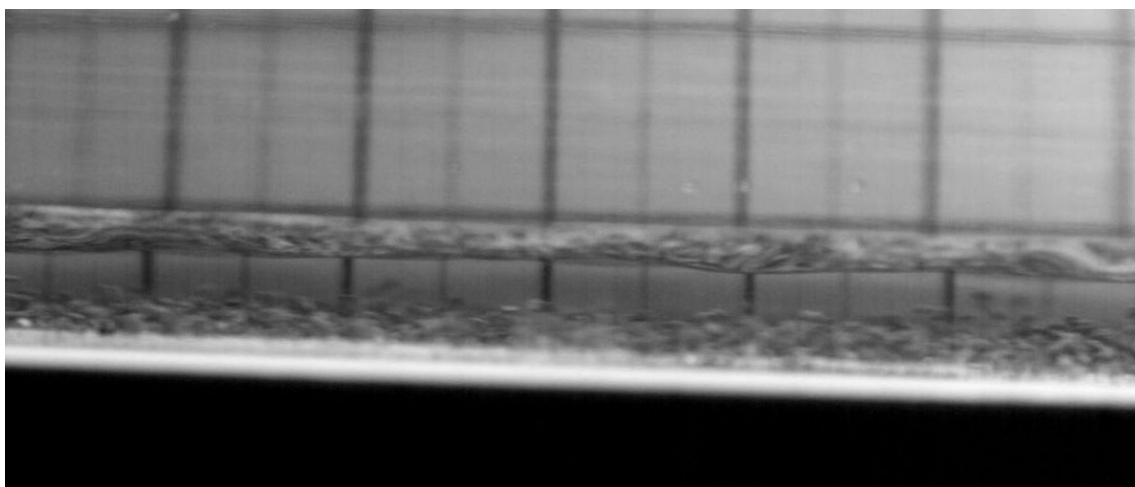
TAB. 5.7: Calcul des nombres de Rouse associés aux situations de transport à l'équilibre décrites dans le tableau B.1. On se limite aux cas des pentes à 2.2 et 4 %. On rappelle que la vitesse de chute des grains de brique pilée est  $V_s = 3.63\ cm\ s^{-1}$ , celles des grains de sable est  $V_s = 5.24\ cm\ s^{-1}$

Deux modes de transport ont été mis en évidence dans ces expériences de transport solide : la suspension de particules de kaolinite d'une part et le charriage des particules de brique pilée et de sable. Pour les différents matériaux impliqués dans cette étude, on a pu estimer les valeurs du nombre de Rouse dont l'expression est rappelée dans le paragraphe 5.2.2 de ce chapitre. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.7 pour la brique pilée et le sable pour les conditions de la deuxième expérience de transport solide. Pour calculer les nombres de Rouse, on a utilisé les vitesses de chute obtenues dans la partie 5.2 de ce chapitre :  $V_s = 3.63\ cm\ s^{-1}$  pour les grains de brique pilée et  $V_s = 5.24\ cm\ s^{-1}$  pour les grains de sable. Pour la kaolinite dont le diamètre médian est inférieur à  $10\ \mu m$ , la vitesse de chute est comprise entre  $10^{-4}$  et  $10^{-2}\ cm\ s^{-1}$ . Par conséquent, quelque soit les conditions hydrauliques rencontrées dans cette étude, le nombre de Rouse est supérieur à 100 pour ce matériau.

Les résultats présentés dans le tableau 5.7 confirment que le mode de transport dominant des grains de brique pilée et des grains de sable est le charriage. En ce qui concerne le sable, le



(a)



(b)



(c)

FIG. 5.17: Vues latérales des déplacements de grains de brique pilée sur la pente à  $S = 4\%$  avec de l'eau claire dans les conditions suivantes : (a)  $Q = 5 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 1 \text{ g s}^{-1}$  et  $Rouse = 0.8$ , (b)  $Q = 10 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 6 \text{ g s}^{-1}$  et  $Rouse = 1.0$ , (c)  $Q = 15 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 11 \text{ g s}^{-1}$  et  $Rouse = 1.1$

nombre de Rouse est compris entre 0.37 et 0.63 pour la pente à 2.2 % et entre 0.48 et 0.77 pour la pente à 4 %. En ce qui concerne la brique pilée, le nombre de Rouse est compris entre 0.53 et 0.89 pour la pente à 2.2 % et entre 0.69 et 1.12 pour la pente à 4 %. Les limites théoriques que l'on rencontre dans la littérature pour distinguer les différents modes de transport varient selon les auteurs. Dans la partie consacrée aux modes de transport (1.3.1) du chapitre 1, on a recensé quelques unes de ces limites. *Bagnold* (1966) et *Van Rijn* (1984a) fixent la limite entre charriage et suspension à un nombre de Rouse égal à 1. *Julien* (1998) prévoit du charriage pour un nombre de Rouse compris entre 0.2 et 0.4, du transport mixte pour un nombre de Rouse compris entre 0.4 et 2.5 et de la suspension pour un nombre de Rouse supérieur à 2.5. *Merten et al.* (2001) indiquent qu'on a du charriage si  $Rouse < 1/2$ , de la saltation si  $1/2 < Rouse < 5/3$  et de la suspension si  $Rouse > 5/3$ .

Des images acquises à l'aide d'une caméra rapide sur la côté du canal, à travers la paroi transparente, ont été obtenues pour différentes conditions hydrauliques. Elles ne couvrent qu'une gamme réduite de valeurs du nombre de Rouse, entre 0.8 et 1.1 mais elles nous informent partiellement sur les modes de transport en fonction du nombre de Rouse pour le ruissellement. La photographie 5.17 (a) semble illustrer un cas mixte entre roulement et saltation. Sur les photographies 5.17 (b) et (c), les grains de brique pilée font des bonds caractéristiques de la saltation. Dans ces trois cas, il s'agit de charriage.

Vu de dessus, le déplacement des grains s'organise souvent en bandes comme le montrent les photographies de la figure 5.18. Ceci est valable pour les cas (a) à (c) où le nombre de Reynolds est supérieur à 3000 et le régime est turbulent. En régime laminaire (d), de telles bandes ne sont pas visibles. *Séchet* (1996) affirme que ces bandes sont courantes dans des écoulements de ce type. Elles se forment sous l'action de 'funnel-vortices' illustrés par la figure 5.19 qui ont tendance, lors de leur déplacement, à balayer les particules en dehors de leur chemin. Ce phénomène crée des zones d'accumulation de particules de part et d'autre du vortex. Si les particules sont suffisamment petites, ou le nombre de Rouse suffisamment grand, les particules peuvent être entraînées en suspension dans l'écoulement par ce type de tourbillon et dans ce cas les bandes ne contiennent pas beaucoup de particules. Ce cas est illustré par la photographie de la figure 5.20 où les grains de brique pilée sont transportés au fond du canal alors que la kaolinite est transportée en suspension dans toute l'épaisseur de l'écoulement.

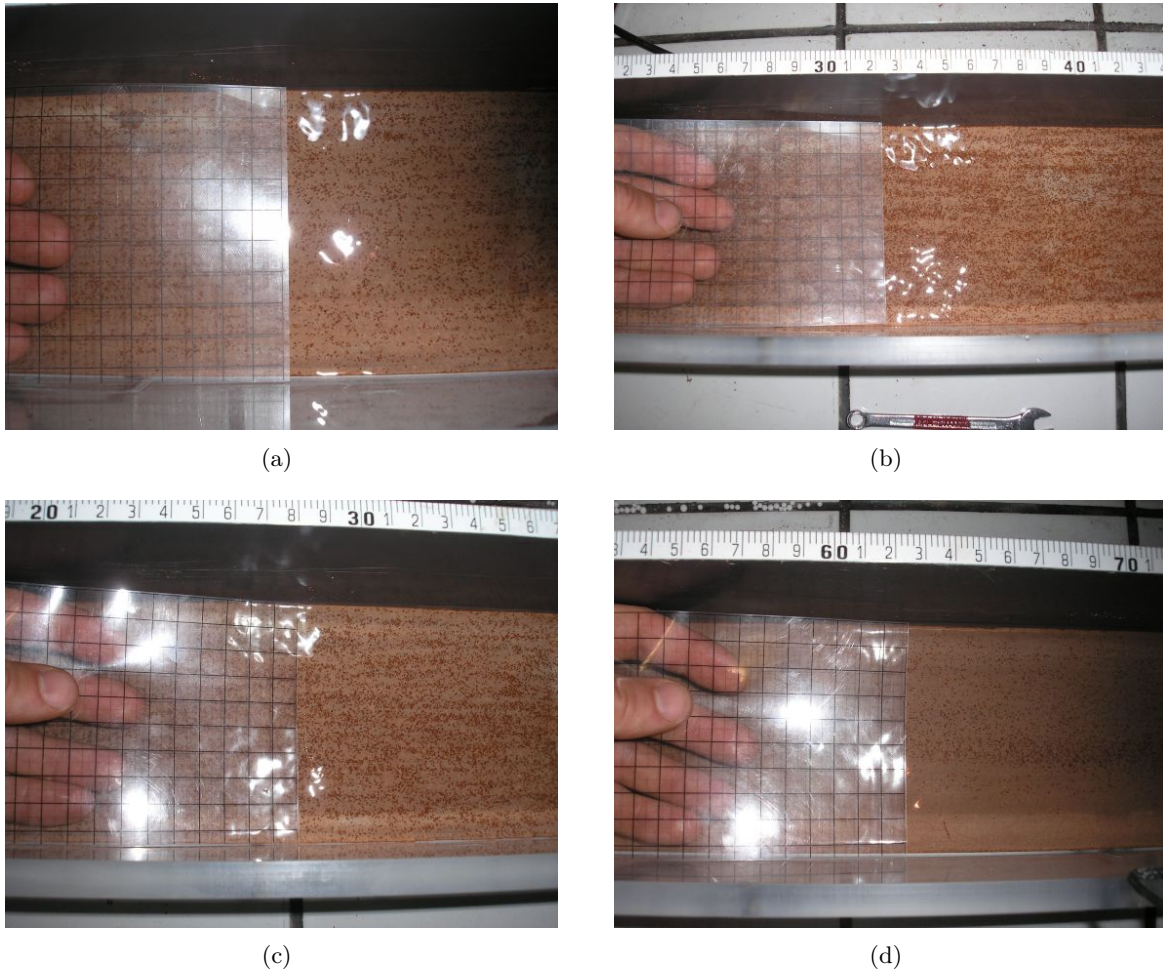


FIG. 5.18: Vues de dessus des déplacements des grains de brique pilée le long du canal dans quatre situations : (a)  $S = 2.2\%$ ,  $Q = 5 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 0.5 \text{ g s}^{-1}$ ,  $Rouse = 0.65$  et  $Re = 3200$ , (b)  $S = 2.2\%$ ,  $Q = 10 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 2.5 \text{ g s}^{-1}$ ,  $Rouse = 0.80$  et  $Re = 6600$ , (c)  $S = 3.0\%$ ,  $Q = 7.5 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 2 \text{ g s}^{-1}$ ,  $Rouse = 0.82$  et  $Re = 5000$ , (d)  $S = 4.0\%$ ,  $Q = 2.5 \text{ L min}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 0.2 \text{ g s}^{-1}$ ,  $Rouse = 0.48$  et  $Re = 1800$

D'autres études se sont intéressées au transport de matière par le ruissellement. [Beuselinck et al. \(1999\)](#) ont travaillé avec des particules fines dans un canal semblable à celui utilisé dans cette étude. Ils ont injectés des agrégats de sol naturel. Plus de 90 % de ces agrégats étaient de taille inférieure à  $63 \mu\text{m}$ . Cependant une pompe assurant le brassage des agrégats dans l'eau avant l'entrée dans le canal cassait la majorité de ces agrégats pour produire des particules élémentaires de faible taille. Les auteurs ont mesuré les taux d'exportation des particules en fonction du débit unitaire pour trois classes de taille sur une pente à 2% et pour une concentration injectée comprise entre  $73$  et  $91 \text{ g L}^{-1}$  comme le montre la figure 5.21.

On note sur la figure 5.21 que le transport des grains de la taille des limons grossiers ( $> 32 \mu\text{m}$ ) est marqué par un seuil alors que le taux d'exportation des deux classes de taille inférieure



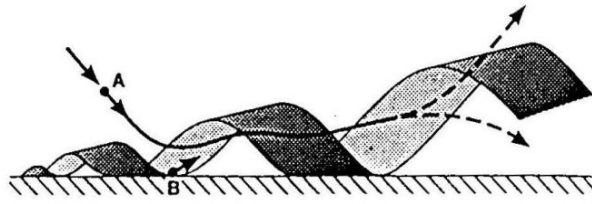


FIG. 5.19: Entrainement d'une particule par un 'funnel-vortex' d'après [Séchet \(1996\)](#)



FIG. 5.20: Deux modes de transport en interaction : le charriage des grains de brique pilée et la suspension de kaolinite :  $S = 4\%$ ,  $Q = 10 \text{ L min}^{-1}$ ,  $C_{susp} = 12 \text{ g L}^{-1}$ ,  $Q_s \approx 6 \text{ g s}^{-1}$ ,  $Rouse = 0.99$  et  $Re = 6800$

augmentent progressivement à partir des débits les plus faibles. Les particules de taille inférieure à  $16 \mu\text{m}$  ne sont presque pas déposées quelque soit le débit. [Beuselinck et al. \(1999\)](#) ont montré que le dépôt est un processus très sélectif. Cependant leur étude portait sur des sédiments dispersés. [Beuselinck \(1999\)](#) a reconnu que cette sélectivité peut être compensée par la présence d'agrégats parmi les sédiments déposés, lesquels peuvent incorporer une part significative de particules très fines qui ne seraient pas déposées si elles étaient transportées en tant que particules élémentaires. [Beuselinck \(1999\)](#) a donc utilisé le même dispositif expérimental que [Beuselinck et al. \(1999\)](#) mais il a injecté les agrégats directement à l'entrée du canal à l'aide d'une trémie au lieu de les mélanger dans l'eau et de les brasser avec une pompe avant l'entrée dans le canal. L'auteur a introduit des agrégats provenant d'un sol de type limon moyen sableux. 35 % des sédiments non dispersés sont de taille inférieure à  $32 \mu\text{m}$ , 43.2 % sont de taille comprise entre 32 et  $63 \mu\text{m}$  et 21.8 % sont de taille supérieure à  $63 \mu\text{m}$ . Il a mesuré à nouveau le taux d'exportation des sédiments en fonction du débit unitaire pour sept classes de taille de grains sur une pente à 2% et pour une concentration injectée comprise entre 80 et  $103 \text{ kg m}^{-3}$ . Ses résultats apparaissent



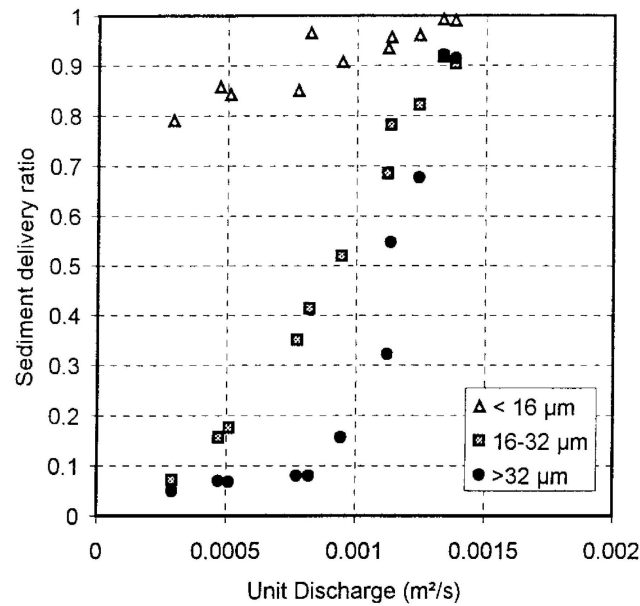


FIG. 5.21: Taux d'exportation des particules élémentaires provenant d'un sol de type limon moyen sableux en fonction du débit unitaire pour trois classes de taille sur une pente à 2% et une concentration injectée comprise entre 73 et 91  $g L^{-1}$  d'après [Beuselinck et al. \(1999\)](#)

sur la figure 5.22. Ils sont à comparer avec ceux de la figure 5.21 obtenus dans des conditions similaires pour des sédiments dispersés.

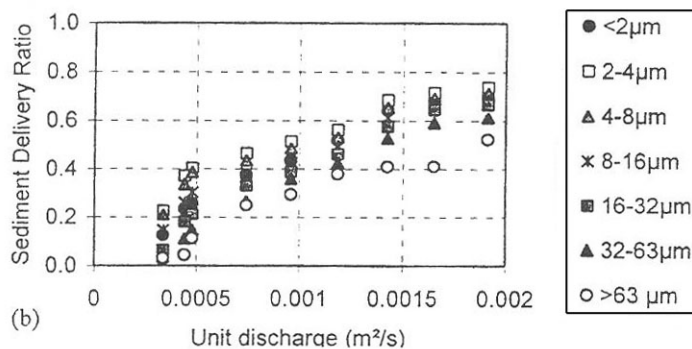


FIG. 5.22: Taux d'exportation des agrégats provenant d'un sol de type limon moyen sableux en fonction du débit unitaire pour sept classes de taille sur une pente à 2% et une concentration injectée comprise entre 80 et 103  $g L^{-1}$  d'après [Beuselinck \(1999\)](#).

Les éléments les plus fins sont transportés en plus grande quantité que les éléments plus grossiers mais la différence n'est pas significative comparée à ce qui a été mis en évidence sur la figure 5.21. L'auteur en a déduit que le transport de matériau sur une zone soumise au dépôt est peu sélective quand les sédiments sont présents sous la forme d'agrégats. Par conséquent la distribution granulométrique dispersée des éléments exportés est très proche de celle des éléments injectés. D'autre part, toutes les classes de particules réagissent de la même façon à l'augmenta-

tion du débit. Les taux d'exportation augmentent progressivement et il n'y a pas de seuil pour les classes de taille supérieure à  $32\ \mu m$ . Par contre les taux d'exportation n'atteignent pas des valeurs aussi élevées que sur la figure 5.21 pour les classes de petite taille. La présence d'agrégats influence fortement les processus de transport et de dépôt. *Beuselinck* (1999) a indiqué que la différence d'allure entre ces deux figures s'explique par le mode de transport par charriage des agrégats les plus grossiers avec une faible densité dans le deuxième cas. Le transport par charriage augmente avec la pente (*Graf*, 1971). Dans la première expérience conduite avec les particules élémentaires, la plupart des éléments étaient transportés en suspension, avec très peu d'éléments grossiers transportés par charriage et le débit solide à la sortie était à peu près constant dans le temps. Au contraire, dans l'expérience avec les agrégats, le transport par charriage était dominant. Le dépôt de matériau favorisait l'augmentation de la pente du lit le long du canal et l'accroissement du débit solide avec le temps à la sortie du canal. *Beuselinck* (1999) a finalement conclu que les agrégats de faible densité sont facilement transportés par charriage.

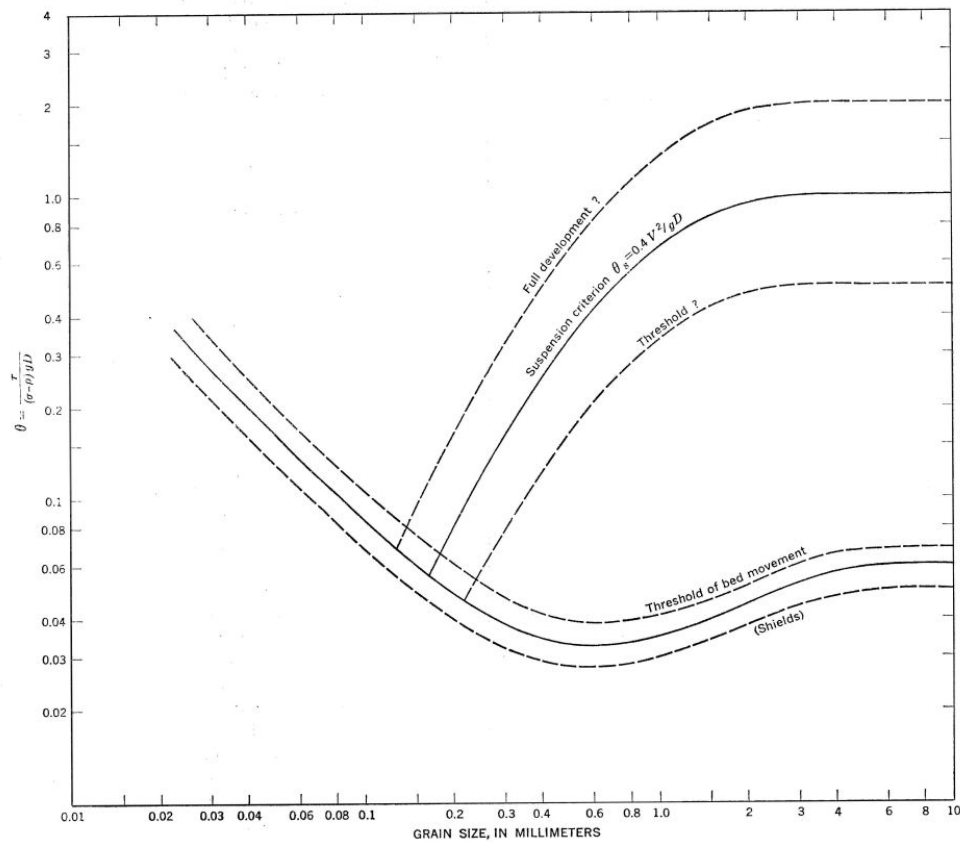


FIG. 5.23: Valeurs théoriques de la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle pour la mise en suspension et valeurs de expérimentales de Shields pour la mise en mouvement du lit d'après *Bagnold* (1966)

Il est toutefois difficile d'interpréter la chute des taux d'exportations des particules de taille les plus faible et la disparition du seuil dans le transport de matériau de taille supérieure à  $32\ \mu\text{m}$  entre les figures 5.21 et 5.22. *Beuselinck et al.* (1999) ont affirmé que ce seuil était lié à une contrainte de cisaillement critique dont la valeur est de l'ordre de  $0.6\ \text{Pa}$  alors que la contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement est d'environ  $0.13$  et  $0.29\ \text{Pa}$  pour des particules de sable de taille  $50$  et  $100\ \mu\text{m}$  respectivement. Dans le cas du transport sédimentaire fluvial, certaines études ont introduit deux valeurs de la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle  $Y_{cr}$  selon le mode de transport mis en jeu. La figure 5.23 a été proposée par *Bagnold* (1966). L'auteur a tracé la courbe de Shields que l'on a présentée dans le paragraphe 1.2.4.1 du chapitre 1 (voir figures 1.17 et 1.18) et il a ajouté une autre courbe pour la suspension. Selon l'auteur, la courbe de Shields est seulement valable pour la mise en mouvement par charriage. Un autre critère, plus coûteux en énergie, est nécessaire pour la mise en suspension. On constate que pour les particules de faible taille, seule la courbe de Shields subsiste. La fin de la courbe associée au critère de mise en suspension est assez floue. Pourtant, c'est précisément cette zone qui nous intéresse dans le cas du ruissellement. D'autres expériences seraient donc nécessaires pour déterminer le critère de mise en suspension de particules dans un écoulement de faible lame d'eau. Cela permettrait peut-être d'expliquer les limites de mode de transport observées dans les études citées précédemment. Dans notre étude le critère de Shields semble convenir pour décrire la mise en mouvement des grains grossiers transportés par charriage.

### 5.4.3 Les vitesses de déplacement des particules

Sur les figures 5.24 (a) et (b) on a reporté les vitesses moyennes des grains de sable et de brique pilée obtenues par la méthode de la PIV et les vitesses moyennes de l'écoulement calculées avec le modèle de *Savat* (1980). Les écart-types sont aussi représentés sur ces deux figures. La caméra rapide a été positionnée  $70\ \text{cm}$  après la rupture de pente. L'uniformité des vitesses des grains de brique pilée est testée sur la pente à  $4\%$  en plaçant la caméra rapide à des distances de  $165$  et  $250\ \text{cm}$  après la rupture de pente. Les résultats de la figure 5.24 (b) montrent que les vitesses des grains de brique sont bien uniformes le long du canal. Il manque quelques résultats de vitesses moyennes des grains de sable car la couleur claire de ces grains a pu gêner le traitement des images. Globalement les vitesses moyennes des grains sont peu sensibles à la pente et au débit. Elles sont comprises entre  $0.24$  et  $0.32\ \text{m s}^{-1}$  pour l'ensemble des résultats des figures 5.24 (a) et

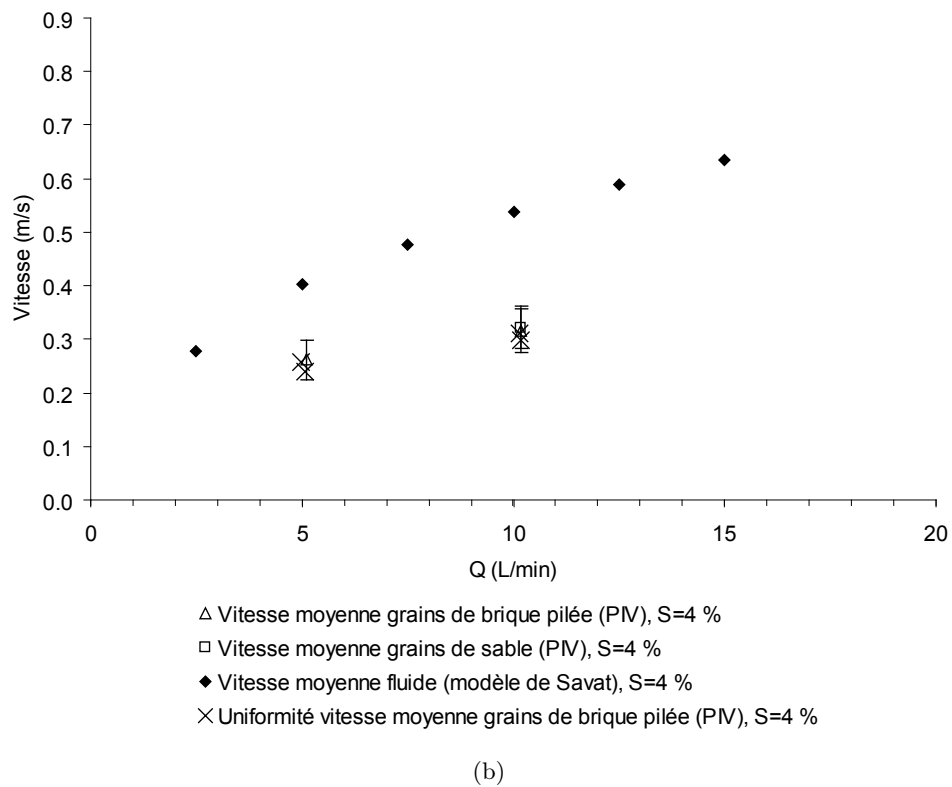
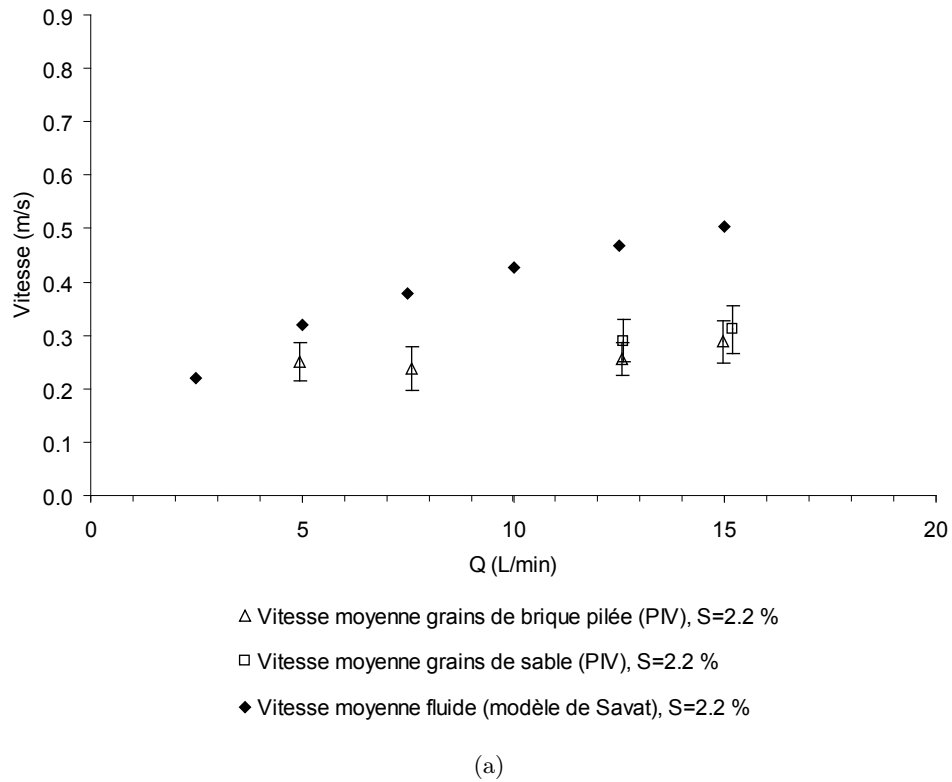


FIG. 5.24: Vitesses moyennes des grains mesurées par la méthode de la PIV pour (a) la pente à 2.2 % et (b) la pente à 4 %

(b). Les vitesses moyennes des grains de sable semblent être légèrement supérieures à celles des grains de brique pilée. Ce résultat est sans doute lié à la densité supérieure du sable et à l'effet des forces de gravité. Les vitesses des grains sont de 20 à 50 % inférieures aux vitesses moyennes de l'écoulement. L'écart s'accroît progressivement lorsque les débits augmentent car les vitesses des grains évoluent peu alors que les vitesses moyennes de l'écoulement s'élèvent rapidement.

#### 5.4.4 Comparaison avec les résultats de la modélisation

L'avantage de cette étude expérimentale est qu'elle nous permet de contraindre au maximum l'hydraulique du ruissellement pour la modélisation. On s'acquitte ainsi des problèmes liés à la description de l'hydraulique dans la modélisation du transport sédimentaire et on peut se concentrer sur l'étude du transport sédimentaire lui-même. On dispose de données de capacité de transport pour des matériaux dont on connaît bien les propriétés physiques telles que la taille, la densité et la vitesse de chute. Le fond du canal est fixe si bien que les aspects arrachements de sol cohésif ne sont pas pris en compte, ce qui limite les paramètres de modélisation à testé. On a essayé de reproduire les données observées avec le modèle PSEM\_2D pour évaluer les deux approches de transport présentées dans la partie 2.4.5 du chapitre 2. Il s'agit du modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement/entraînement et de transport et du modèle de dépôt continu.

#### 5.4.5 Le modèle de dépôt continu

On a travaillé avec un canal de longueur 4 m et de largeur 1 m et une résolution spatiale de 0.1 m dans les deux directions. Une largeur de 0.1 m avec une résolution de 0.01 m entraînait des instabilités numériques. On a donc opté pour un canal de largeur 10 fois plus large en respectant ce facteur pour l'injection de débit et de particules. On s'est tout d'abord placé dans les conditions de pente à 7.2–2.2 % en essayant de reproduire la rupture de pente. Cependant les faibles valeurs du coefficient de frottement calées par rapport aux données observées et aux données obtenues avec le modèle de *Savat* (1980) génèrent des instabilités numériques causées par la rupture de pente. On a donc décidé de travailler avec un canal plan de 4 m de long et une pente à 2.2 %. On a calé le coefficient de frottement à  $f = 0.04$  ce qui correspond à la valeur donnée par le modèle de *Savat* (1980). On a essayé de reproduire la première expérience de transport solide.

On a injecté une concentration à  $20 \text{ g L}^{-1}$  de sable et de brique pour des débits de  $Q = 5, 10$  et  $15 \text{ L min}^{-1}$ . On a fixé le maximum de paramètres d'érosion à partir de ce qu'on a mesuré :

- $\rho_s = 2636 \text{ kg m}^{-3}$  pour le sable et  $\rho_s = 2425 \text{ kg m}^{-3}$  pour la brique pilée
- $D_{50} = 500 \mu\text{m}$
- $temp = 25^\circ\text{C}$
- $\tau_{sol} = 100 \text{ Pa}$  pour empêcher l'arrachement
- $l_{d\_initial} = 0$
- $\Theta = 0.995$  pour le schéma numérique

On a aussi fixé les vitesses de chute avec les valeurs mesurées au lieu de les calculer avec la formule [Soulsby \(1997\)](#) (1.64) présentée dans la partie 1.3.2.3. On a donc appliqué  $V_s = 3.63 \text{ cm s}^{-1}$  pour les grains de brique pilée et  $V_s = 5.24 \text{ cm s}^{-1}$  pour les grains de sable. Les deux seuls paramètres d'érosion non déterminés sont  $K_{r\_cd}$ , le paramètre d'érodibilité du sol à l'écoulement et  $\Phi$ , le degré d'homogénéité du profil vertical de concentration dans la lame d'eau. Dans la majorité des conditions hydrauliques de cette étude les grains de brique pilée et de sable sont charriés au fond de l'écoulement. On a pris arbitrairement  $\Phi = 0.1$  pour traduire cet état hétérogène du profil de concentration. Ce choix est corroboré par les résultats expérimentaux de [Cochrane and Flanagan \(2001\)](#) qui ont trouvé que ce coefficient devait être compris entre 0.02 et 0.2 pour reproduire leurs profils de dépôt le long du canal. Les matériaux transportés dans leurs expériences étaient des billes de plastique de  $3.175 \text{ mm}$  de diamètre, de densité 1.25 et de vitesse de chute  $9.9 \text{ cm s}^{-1}$ . Ces particules étaient transportées par charriage comme dans notre cas. On a finalement calé  $K_{r\_cd}$  pour reproduire les débits solides de sable de la première expérience de transport solide. On a ensuite appliqué les mêmes valeurs pour les mêmes débits mais avec la brique pilée. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.8.

Matériau	$Q$ ( $\text{L min}^{-1}$ )	$Q_{s\_in}$ ( $\text{g s}^{-1}$ )	$\bar{V}$ ( $\text{cm s}^{-1}$ )	$h$ ( $\text{mm}$ )	$\tau$ ( $\text{Pa}$ )	$Rouse$	$K_{r\_cd}$ ( $\text{s m}^{-1}$ )	$Q_s$ ( $\text{g s}^{-1}$ )	Début régime permanent (min)
sable	5	1.67	33.0	2.5	0.54	0.44	0.15	0.7	25
sable	10	3.33	41.6	4.0	0.86	0.56	0.11	2.1	12
sable	15	5.00	47.7	5.2	1.13	0.64	0.08	3.3	9
brique	5	1.67	33.0	2.5	0.54	0.64	0.15	1.1	17
brique	10	3.33	41.6	4.0	0.86	0.81	0.11	3.2	10
brique	15	5.00	47.6	5.2	1.13	0.93	0.08	5.0	9

TAB. 5.8: Résumé des données hydrauliques et d'érosion obtenues en reproduisant la première expérience de transport solide avec le modèle de dépôt continu

On remarque tout d'abord que les variables  $h$ ,  $\bar{V}$  et  $\tau$  estimées par PSEM\_2D vers la sortie du canal sont très proches des données observées et des données simulées avec le modèle de [Savat](#)

(1980) présentées dans le tableau B.1. On a calé l'hydraulique pour être dans des conditions optimales d'étude du transport solide. On constate que les valeurs de  $K_{r\_cd}$  sont très élevées par rapport aux valeurs couramment utilisées. Elles sont surtout largement supérieures à la gamme de valeurs proposées par Foster et al. (1995) pour le  $K_r$  du modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement/entraînement et de transport. Ces derniers ont indiqué que le paramètre  $K_r$  est une propriété intrinsèque du sol et qu'il évolue entre 0.002 et 0.05 pour un sol agricole.  $K_{r\_cd}$  et  $K_r$  sont exprimés dans la même unité (en  $s\,m^{-1}$ ). Dans notre étude, des valeurs de  $K_{r\_cd}$  comprises dans l'intervalle proposé par Foster et al. (1995) auraient conduit à des débits solides nuls ou négligeables à la sortie du canal. Toute la matière aurait été déposée à l'entrée du canal, juste derrière la zone d'injection. Le fait d'augmenter la valeur de  $K_{r\_cd}$  a permis d'accroître le terme d'entraînement par rapport au terme de dépôt et de favoriser la progression des particules vers l'aval. Par conséquent les masses déposées et entraînées sont devenues très conséquentes par rapport aux masses injectées ou exportées. Plus  $K_{r\_cd}$  est grand, plus on donne de l'importance au terme de remise en mouvement lié à la turbulence par rapport au terme de dépôt lié à la gravité. Ce résultat semble être en accord avec le mode de transport des particules par saltation. Les particules font des bonds successifs pour rejoindre le fond du canal de proche en proche. D'autre part, plus le nombre de Rouse est grand, plus la valeur de  $K_{r\_cd}$  est faible. Elle passe de  $0.15\,s\,m^{-1}$  pour le débit à  $5\,L\,min^{-1}$  et  $Rouse = 0.44$  à  $0.08\,s\,m^{-1}$  pour le débit à  $15\,L\,min^{-1}$  et  $Rouse = 0.64$ . Il est donc possible que  $K_{r\_cd}$  ne soit pas uniquement lié au matériau entraîné ou arraché mais qu'il soit aussi lié aux propriétés de l'écoulement. D'autres études sont nécessaires pour évaluer cette notion. Il est aussi intéressant de constater que la période de régime transitoire avant d'atteindre le régime permanent de débit solide à l'exutoire diminue avec l'augmentation du débit. Elle passe de  $25\,min$  à  $9\,min$  environ quand le débit passe de  $5$  à  $15\,L\,min^{-1}$ . Le profil d'équilibre du lit est plus long à se mettre en place quand le débit est faible. Dans tous les cas il se présente sous la forme d'une pente concave. C'est aussi ce qu'on a observé expérimentalement. On a reporté les résultats du calage pour le sable sur la figure 5.25 et ceux obtenus pour la brique pilée avec les mêmes valeurs de  $K_{r\_cd}$  pour les mêmes débits sur la figure 5.26. On note que l'augmentation de débit solide à l'exutoire liée à la plus faible densité et à la plus faible vitesse de chute des grains de brique pilée est bien prise en compte par le modèle. En outre, les valeurs estimées sont très proches des valeurs observées.

### 5.4.6 Le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement/entraînement et de transport

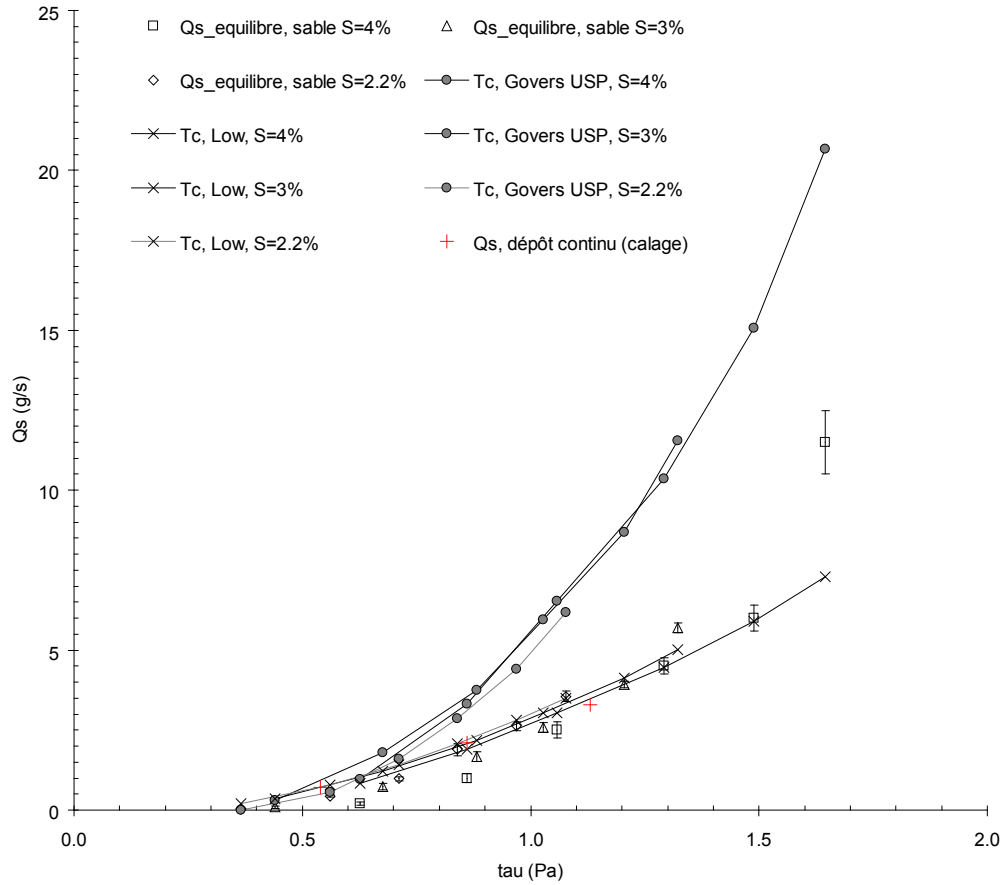


FIG. 5.25: Débits solides à l'équilibre en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement pour le sable sur des pentes de 2.2, 3 et 4 %. Comparaison entre données observées et données calculées. Les données simulées comprennent les estimations de capacité de transport en utilisant les formules de Low et de Govers USP et les résultats du calage effectué avec PSEM\_2D et l'approche du dépôt continu

On a travaillé avec les formules de capacités de transport sélectionnées dans le chapitre 4. Il s'agit de la formule de Govers USP et la formule de Low. On a appliqué exactement les mêmes conditions que celles décrites précédemment pour le dépôt continu. On a remarqué qu'il y avait deux situations. Soit le débit solide injecté est inférieur à la capacité de transport de l'écoulement et dans ce cas le taux d'exportation vaut 1 et il n'y a pas de dépôt le long du canal. Soit le débit solide injecté est supérieur à la capacité de transport et dans ce cas un profil de dépôt se forme le long du canal générant une pente concave et le débit exporté est égal à la capacité de transport. La valeur de  $K_r$  n'a aucune incidence sur le transport solide dans ce cas car il n'y a pas de remise en mouvement des particules déposées. Par conséquent, même si  $K_r$  et  $K_{r\_cd}$  sont exprimés dans la même unité, ils n'ont pas tout à fait la même signification physique. Les figures 5.25 et



5.26 présentent les estimations des capacités de transport de particules et les débits solides à l'équilibre mesurés respectivement pour le sable et la brique pilée.

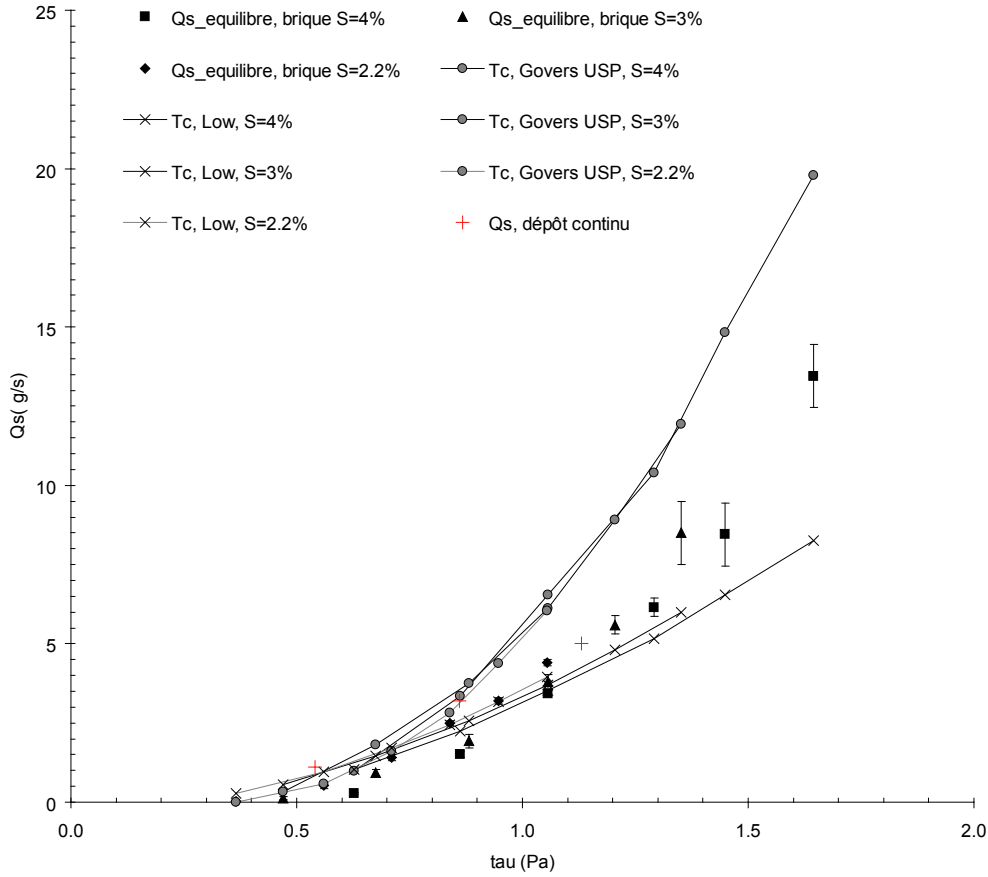


FIG. 5.26: Débits solides à l'équilibre en fonction des contraintes de cisaillement de l'écoulement pour la brique pilée sur des pentes de 2.2, 3 et 4 %. Comparaison entre données observées et données calculées. Les données simulées comprennent les estimations de capacité de transport en utilisant les formules de Low et de Govers USP et les résultats des tests effectués avec PSEM\_2D et l'approche du dépôt continu

Les capacités de transport estimées avec les formules de Govers et de Low sans aucun calage sont assez proches des valeurs de débits solides à l'équilibre mesurées. Ce résultat conforte le choix de ces formules. La formule de Govers USP tend à surestimer les débits solides pour les deux matériaux tandis que la formule de Low donne des résultats corrects pour le sable et sous-estime légèrement les débits solides pour la brique pilée pour les fortes valeurs de  $\tau$ . La formule de Govers USP n'est pas fonction de la densité du matériau et elle a été développée avec des grains de sable de taille comprise entre 60 et 200  $\mu m$  (Govers, 1992), inférieure à ceux utilisés dans cette étude. La formule de Low est sensible à la densité du matériau. C'est une formule développée pour le transport par charriage (Ferro, 1998). Ces formules semblent relativement appropriées

pour décrire le transport par charriage des éléments grossiers, y compris les agrégats même si elles doivent être modifiées pour mieux prendre en compte l'effet de la densité du matériau transporté.

## 5.5 Ouverture : une modélisation fonction des types de transport plutôt que par classe de particules

Bien que les résultats de cette étude soient incomplets, en particulier au niveau de l'interaction entre deux modes de transport, ils nous ont permis de saisir l'intérêt de représenter plus finement les deux modes de transport principaux que sont la suspension et le charriage. Les résultats du chapitre 3 sur l'analyse des données granulométriques des flux de matériaux exportés nous montraient que certaines tailles de particules, qu'elles soient sous la forme d'agrégats ou de particules élémentaires sont plus présentes que d'autres. Il est très instructif de rechercher les liens qui existent entre la composition granulométrique des éléments exportés et la nature des sols érodés et de mettre en évidence les modes granulométriques les plus représentés. Dans un second temps on a pu s'intéresser à la représentation des types de transport de ces modes granulométriques. L'association de ces deux approches doit nous permettre de mieux comprendre les mécanismes d'érosion, de transport et de dépôt. Cette approche constitue une alternative à la démarche qui consiste à prendre en compte le maximum de classes granulométriques et à représenter leur transport de façon uniforme, en suspension dans l'écoulement. Cette approche a été introduite sous le nom de 'multi-class' par *Hairsine and Rose (1992a)*; *Beuselinck et al. (1999, 2002)*. Il ne paraît pas cohérent de représenter le transport des agrégats grossiers de la même façon que les particules de la taille des argiles ou des limons fins.

### 5.5.1 La modélisation de la suspension

Par suspension, on entend le transport des particules à tous les niveaux de la lame d'eau. Le profil de concentration est homogène. L'écoulement est coloré voire opaque, parfois même pour de très faibles concentrations selon la taille des particules transportées. On suppose que les particules mises en suspension n'ont pas le temps de sédimenter à l'échelle spatiale de la parcelle et à l'échelle de temps d'un événement pluvieux. On considère que ce mode de transport a lieu quand le nombre de Rouse est supérieur à 1.5. On fait l'hypothèse que les particules se déplacent à la même vitesse que l'écoulement. Dans le cadre de notre modélisation cela signifie

que les particules avancent à la vitesse moyenne de l'écoulement  $\bar{V}$ . Il est probablement nécessaire de représenter le mécanisme de dispersion des particules ([Bennett, 1974](#)). L'approche du dépôt continu semble la plus cohérente avec ce mode de transport mais on ne sait pas à ce jour si elle donne de meilleurs résultats que l'approche avec dépôt discontinu et capacité de transport. On a donc le choix entre les deux équations de transport suivantes :

- l'approche avec dépôt continu :

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{U}hc)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{V}hc)}{\partial y} = \frac{D_{rd\_d} + D_{rd\_rd} + D_{c\_d} + D_{c\_e} - d}{\rho_s} + \epsilon_d \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial}{\partial y} \right) \right] \quad (5.2)$$

- ou alternativement, l'approche avec dépôt discontinu et capacité de transport :

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{U}hc)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{V}hc)}{\partial y} = \frac{D_{rd\_d} + D_{rd\_rd} + D_{fd\_d} + D_{fd\_e}}{\rho_s} + \epsilon_d \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial}{\partial y} \right) \right] \quad (5.3)$$

avec  $\epsilon_d$  le coefficient de dispersion des particules en suspension.

Le problème lié à la prise en compte de la dispersion est l'ajout d'un paramètre supplémentaire à renseigner. Il convient donc d'évaluer l'importance de ce processus pour voir si il est indispensable. [Lei et al. \(1998\)](#) ont introduit ce mécanisme dans leur modèle. Le coefficient  $\Phi$  est pris égal à 1 car le profil de concentration est supposé homogène. On a vu précédemment qu'il existait certainement une contrainte de cisaillement critique adimensionnelle pour la mise en suspension (figure 5.23), supérieure au paramètre critique de Shields (figures 1.17 et 1.18). Ceci demande confirmation.

### 5.5.2 La modélisation du charriage

Ce mode de transport comprend le déplacement des particules par glissement, roulement et saltation. On suppose que ce mode de transport prend place quand le nombre de Rouse est inférieur à 1.5. Les particules ne se déplacent pas à la vitesse moyenne de l'écoulement mais à une vitesse inférieure que l'on appelle vitesse moyenne des éléments charriés.  $\bar{U}_b$  et  $\bar{V}_b$  sont les vitesses moyennes des particules charriées selon la direction  $x$  et  $y$ . Ces vitesses sont de 20 à 50 % inférieures aux vitesses moyennes de l'écoulement d'après les mesures effectuées dans cette étude.

Ici encore on n'est pas en mesure de rejeter l'une des deux approches de transport décrites auparavant. L'équation de transport peut donc prendre deux formes alternatives :

– l'approche avec dépôt continu :

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(\overline{U_b}hc)}{\partial x} + \frac{\partial(\overline{V_b}hc)}{\partial y} = \frac{D_{rd\_d} + D_{rd\_rd} + D_{c\_d} + D_{c\_e} - d}{\rho_s} \quad (5.4)$$

– ou alternativement, l'approche avec dépôt discontinu et capacité de transport :

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(\overline{U_b}hc)}{\partial x} + \frac{\partial(\overline{V_b}hc)}{\partial y} = \frac{D_{rd\_d} + D_{rd\_rd} + D_{fd\_d} + D_{fd\_e}}{\rho_s} \quad (5.5)$$

Le coefficient  $\Phi$  serait pris égal à 0.1 par exemple pour tenir compte du fait que les particules sont transportées dans une couche située à proximité du fond mais des études complémentaires sont nécessaires pour mieux évaluer ce paramètre. On utilise le paramètre critique de Shields pour calculer la contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement  $\tau_c$ .

## 5.6 Conclusion

Une expérience de transport solide dans un canal a été effectuée. Les conditions hydrauliques sont celles d'un écoulement concentré de type rigole. Le canal mesure 3 m de long et 0.1 m de large et il est précédé d'un tronçon de 1 m de long avec une forte pente pour assurer le brassage latéral des particules grossières injectées à l'entrée. Trois types de particules sont impliquées : des grains de brique pilée avec  $D_{50} = 500 \mu m$ , des grains de sable avec  $D_{50} = 500 \mu m$  et de la kaolinite  $D_{50} < 10 \mu m$ . Les deux premiers matériaux sont utilisés pour tester l'effet de la densité des particules sur le transport par charriage. La kaolinite est transportée en suspension dans l'écoulement. Elle est utilisée pour évaluer l'influence d'une concentration en éléments fins en suspension sur le charriage des particules grossières. Une première expérience sur le charriage des particules grossières avec de l'eau claire met en évidence qu'à débits identiques, les capacités de transport du sable sont 25 à 40 % inférieures à celles de la brique pilée tandis que la densité de la brique pilée est 8 % plus faible que celle du sable et les vitesses de chute des grains de brique pilée sont 30 % inférieurs à ceux des grains de sable. Une deuxième expérience mettant en jeu le charriage des particules de brique pilée par un fluide chargé en kaolinite en suspension ne révèle pas de différence marquée par rapport aux résultats précédents avec de l'eau claire.

Cependant les concentrations en kaolinite appliquées sont trop faibles pour généraliser ce résultat. L'hydraulique du ruissellement a affecté par la présence des particules, d'autant plus lorsque les particules grossières sont présentes. Les vitesses moyennes des grains de brique pilée et de sable sont de 20 à 50 % plus faibles que les vitesses moyennes de l'écoulement alors que les particules de kaolinite se déplacent à la même vitesse que l'écoulement. Ce résultat met en évidence qu'il est nécessaire de paramétrer de façons différentes le transport des particules par charriage et par suspension. Une comparaison avec les résultats obtenus avec le modèle de dépôt continu et les estimations données par les formules de capacité de transport sélectionnées au chapitre 4 montre que les deux approches reproduisent de façon satisfaisante les données observées.

# 6

## Etude de cas de l'érosion hydrique sur parcelles à partir de simulations numériques

## 6.1 Introduction

Il existe peu de références bibliographiques sur le thème du transfert de sédiments depuis le versant jusqu'au réseau hydrographique. Peu d'informations sont disponibles sur les relations entre la composition des sédiments érodés sur les versants et celle des sédiments dans les rivières. Seulement une proportion, et peut-être même plutôt faible des particules érodées à l'intérieur d'un bassin versant atteint l'exutoire lors d'un événement pluvieux. Les incertitudes sont grandes quant à l'estimation de cette proportion qui est décrite à l'aide du '*sediment delivery ratio*' (SDR). En outre, des discontinuités temporelles peuvent intervenir au cours du processus d'exportation des sédiments introduisant encore davantage de complexité dans le transfert des sédiments depuis les versants jusqu'aux cours d'eau. Des zones de dépôt appelées zones tampons peuvent apparaître à l'intérieur du bassin versant et modifier considérablement la dynamique de l'érosion.

Le traçage est un moyen d'obtenir des informations sur la localisation des zones d'érosion et de dépôt et les taux d'exportation des sédiments. [Walling \(1990\)](#) a cité les résultats de différentes méthodes de traçage de sédiments appliquées sur le petit bassin versant cultivé de Devon en Angleterre ( $9.3 \text{ km}^2$ ) pour déterminer l'importance relative des sources de sédiments, à savoir les surfaces contributives de l'amont et les chenaux hydrographiques de l'aval, comparé aux flux de matière sortant du bassin versant. Ces méthodes comprennent notamment les analyses du ratio carbone/azote et du  $^{137}\text{Cs}$  provenant des retombées atmosphériques de différentes sources radioactives. Dans le petit bassin versant de Devon, l'érosion de surface des parcelles cultivées représentent la source de sédiments la plus importante. Environ 75 % des sédiments exportés proviennent de ces zones. Dans une autre étude [Stone and Walling \(1996\)](#) ont indiqué que les études de traçage effectuées sur un autre bassin versant d'Angleterre suggéraient que sur le long terme les sédiments exportés provenaient des prairies pour environ 48 %, pour environ 31 % des terres cultivées et pour environ 21 % des berges de la rivière. [Walling \(1990\)](#) a noté qu'une proportion significative des sédiments érodés sur les parcelles sont déposées en limite aval et n'atteignent pas le réseau hydrographique. L'auteur a constaté un enrichissement en éléments fins dans les sédiments transportés par les rivières par rapport aux sédiments érodés sur les versants. [Slattery and Burt \(1997\)](#) ont mesuré la composition des flux de sédiments en suspension à la sortie d'un petit bassin versant ( $6.2 \text{ km}^2$ ). Les auteurs ont remarqué que les sédiments présents dans la rivière étaient plus fins que les sols constituant le bassin versant et que les sédiments érodés sur les versants. L'enrichissement en fraction de la taille des argiles et des limons provient

de la sédimentation privilégiée des fragments de sol de la taille des sables durant le transport et le transfert de sédiments depuis la source jusqu'à l'exutoire du bassin versant.

Les données expérimentales sur le transfert de sédiments à l'échelle du versant et du petit bassin versant sont nécessaires pour aider à comprendre les processus et pour évaluer les modèles d'érosion. L'intérêt majeur des modèles est qu'ils permettent de faire varier librement les conditions physiques du milieu et les paramètres d'érosion des sols. On peut donc tester un grand nombre de paramètres et mettre en évidence ceux qui sont les plus sensibles pour l'érosion. L'étude présentée dans ce chapitre est une analyse de sensibilité des facteurs influençant l'érosion sur une surface de  $100\text{ m}^2$ . Le modèle PSEM\_2D permet d'obtenir des informations sur l'érosion et le transfert des sédiments à l'intérieur de cette surface. On ne doit cependant pas tirer de conclusion trop hâtive des résultats de cette étude, le modèle n'ayant pas encore fait l'objet d'une évaluation précise sur une surface à microtopographie complexe à partir de données expérimentales sur l'érosion. Ces premiers résultats sont riches et encourageants.

## 6.2 Matériels et méthodes

On distingue deux groupes de paramètres susceptibles d'influencer l'érosion : les paramètres physiques du milieu tels que la pente, la pluie, la microtopographie, le sol et la contribution en ruissellement provenant de l'amont du versant et les paramètres propres à la représentation des processus dans le modèle PSEM\_2D. Le tableau 6.1 récapitule les paramètres testés dans cette étude. On a choisi d'appliquer dans cette étude le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement et de transport présenté au chapitre 2 (2.4.5). Pour estimer les capacités de transport, on a retenu les formules de Govers USP et de Low sélectionnées au chapitre 4.

### 6.2.1 Les paramètres physiques du milieu

#### 6.2.1.1 La topographie

On a créé six parcelles de  $20\text{ m}$  de long et  $5\text{ m}$  de large (superficie de  $100\text{ m}^2$ ) avec une résolution spatiale de  $0.25\text{ m}$  dans les deux directions horizontales. On a considéré qu'une parcelle de  $100\text{ m}^2$  était suffisamment grande pour impliquer tous les processus d'érosion décrits dans cette thèse. Il s'agit d'une échelle intermédiaire entre les expériences d'érosion de laboratoire et les mesures



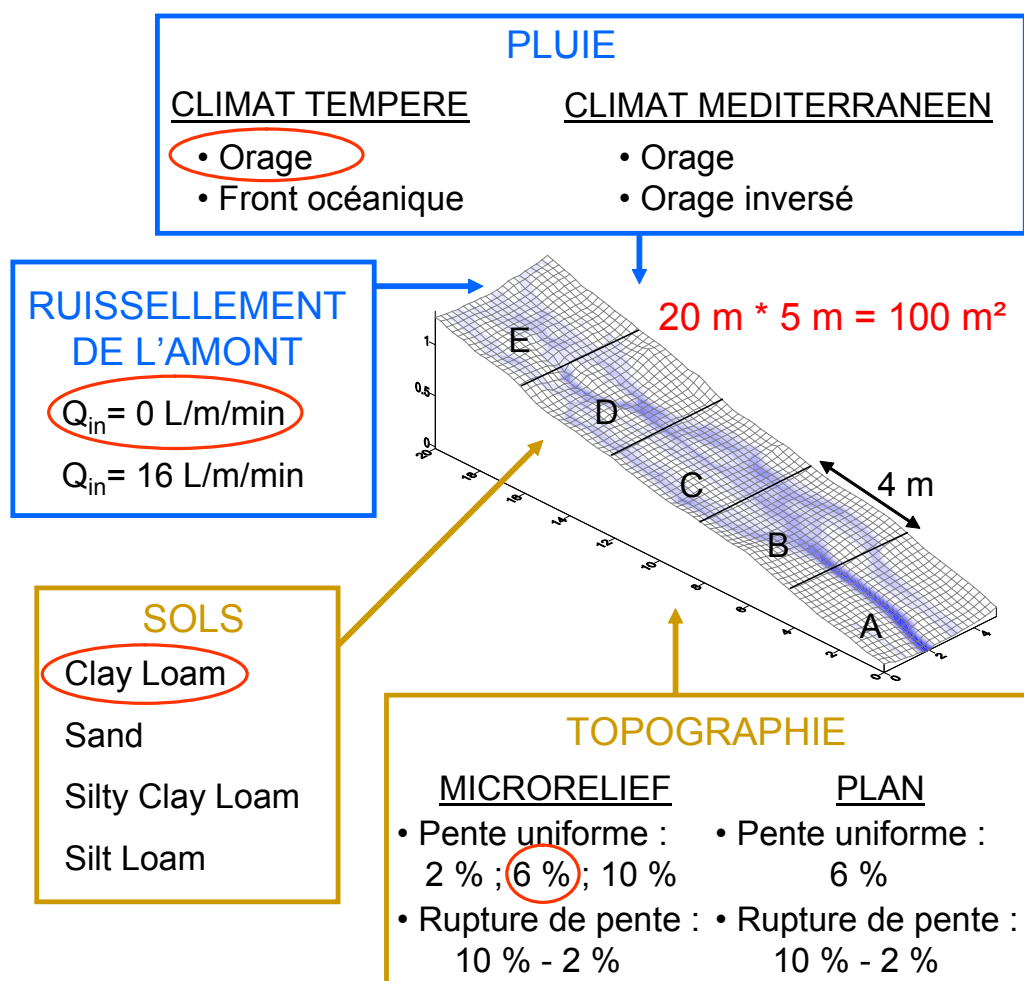


FIG. 6.1: Tableau récapitulatif des paramètres appliqués dans cette étude de cas. Les paramètres entourés en rouge sont ceux qui correspondent à la simulation de référence.

de concentration à l'exutoire de petits bassins versants ou les études de traçage citées ci-dessus. Cette échelle est aussi celle des éléments de surface des modèles de ruissellement et d'érosion de petits bassins versants.

On a tout d'abord généré un microrelief avec une topographie irrégulière dans la partie amont et une forme favorisant la concentration de l'écoulement dans la partie aval. On a appliqué ce microrelief sur des pentes moyennes à 2, 6 et 10 %. On a aussi utilisé une parcelle plane avec une pente à 6 %. Enfin on a construit deux parcelles comprenant une rupture de pente au milieu de la plus grande longueur. On a créé une pente à 10 % dans la partie supérieure et une pente à 2 % dans la partie inférieure. L'une de ces deux parcelles a le microrelief exposé précédemment. L'autre parcelle est simplement constituée de deux plans. Dans la suite du texte, ces parcelles seront identifiées de la façon suivante :

- microrelief 2 % – 10 %

- microrelief 2 %
- microrelief 6 %
- microrelief 10 %
- plan 2 % – 10 %
- plan 6 %

#### 6.2.1.2 Les pluies

On a sélectionné deux pluies de climat tempéré et une pluie de climat méditerranéen. Les deux pluies de climat tempéré sont issues de la base de données du bassin versant de Ganspoel en Belgique et ont été mises à disposition par le 'Laboratory of Experimental Geomorphology, Catholic University of Leuven'. L'une d'elles est une pluie d'orage (11 juillet 1997), l'autre est une pluie longue et peu intense (14 septembre 1998). Ces deux pluies ont généré des volumes ruisselés et des pertes en sols importants. La pluie méditerranéenne provient de la base de données de l'OHMCV (Observatoire d'Hydro-Météorologie de la région Cévenne-Vivarais) et a été mesurée par la 'Direction Départementale de l'Équipement' du Gard. Il s'agit d'un orage estival sur l'agglomération de Nîmes (12 septembre 2004). Cette dernière pluie étant caractérisée par un pic d'intensité initial suivi d'un régime stratiforme de plus faible intensité, on a décidé d'en inverser la chronologie afin de créer une quatrième pluie permettant de tester directement l'effet d'un pic d'intensité en début ou en fin d'évènement. On va décrire brièvement ces pluies en terme de cumul et de hyétoGramme.

##### Pluie du 11 juillet 1997 à Ganspoel

La figure 6.2 (a) présente le hyétoGramme de la pluie du 11 juillet 1997 à Ganspoel. L'évènement dure 35 min. Les intensités de pluie maximales sont de l'ordre de  $75 \text{ mm h}^{-1}$  pendant 5 min. Le cumul de pluie s'élève à 19.5 mm. Il s'agit probablement d'un évènement convectif. Pour la suite de l'étude, on a désigné cette pluie 'G 11 juillet Q0'.

##### Pluie du 14 septembre 1998 à Ganspoel

La figure 6.2 (b) présente le hyétoGramme de la pluie du 14 septembre 1998 à Ganspoel. L'évènement dure 7 h 40 min. Les intensités de pluie maximales sont de l'ordre de  $30 \text{ mm h}^{-1}$

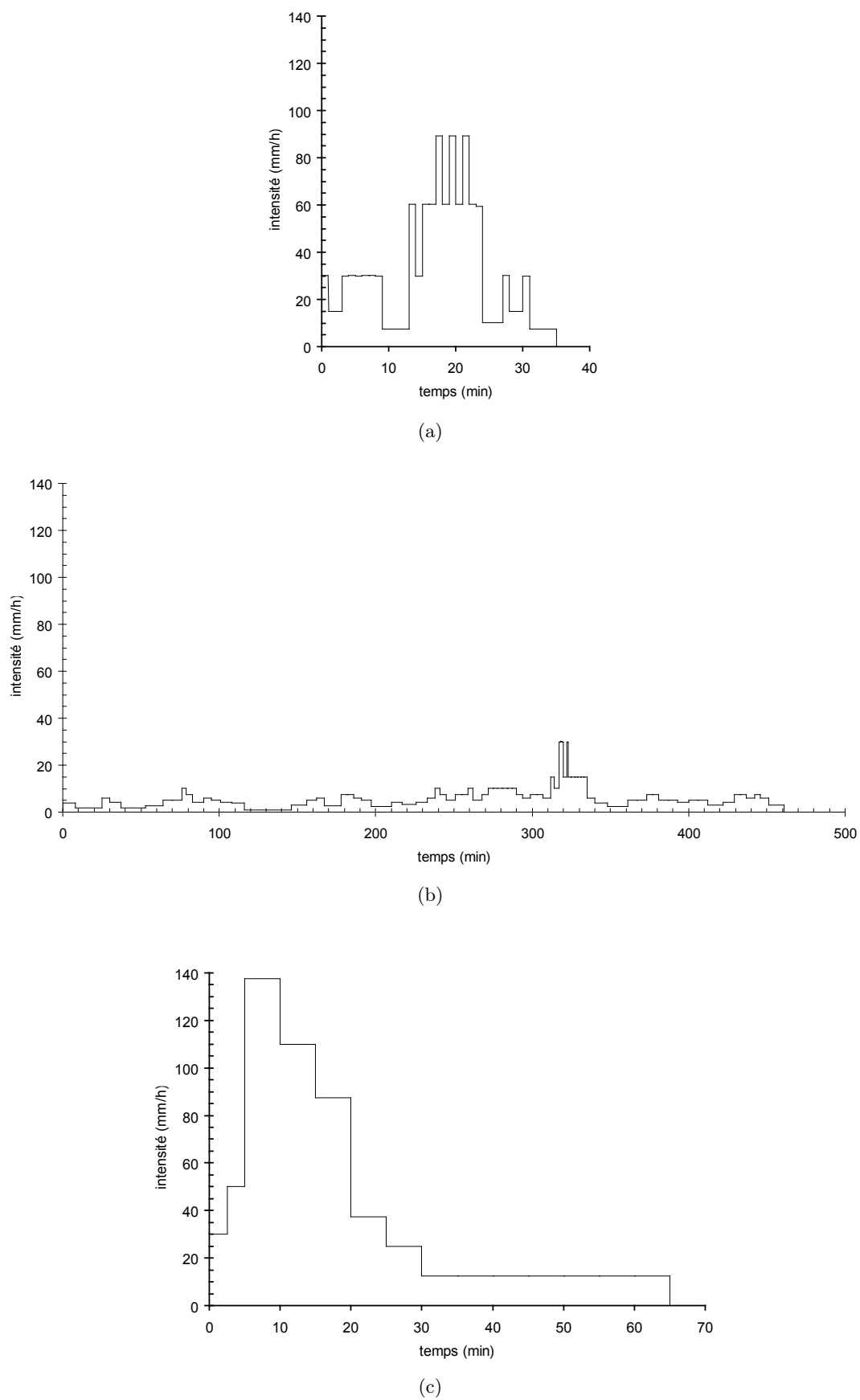


FIG. 6.2: Hyétogrammes des pluies du (a) 11 juillet 1997 à Ganspoel, (b) 14 septembre 1998 à Ganspoel et (c) 12 septembre 2004 à Nîmes

pendant 5 *min*. Le cumul de pluie s'élève à 41 *mm*. Il s'agit d'une pluie longue et peu intense qui est sans doute associée à un front océanique. Pour la suite de l'étude, on a désigné cette pluie 'G 14 sept Q0'.

### Pluie du 12 septembre 2004 à Nîmes

La figure 6.2 (c) présente le hyétogramme de la pluie du 12 septembre 2004 à Nîmes. L'évènement dure 65 *min*. Les intensités de pluie maximales sont de l'ordre de 140 *mm h*<sup>-1</sup> pendant 5 *min*. Le cumul de pluie s'élève à 44 *mm*. Il s'agit d'un évènement convectif associé à une cellule orageuse. Pour la suite de l'étude, on a désigné cette pluie 'N 12 sept Q0'.

On a aussi inversé le hyétogramme de la pluie du 12 septembre 2004 à Nîmes. On a appelé cette pluie 'N 12 sept-inv Q0'.

#### 6.2.1.3 Les sols

Pour éviter de multiplier indéfiniment les paramètres d'érosion, on a défini quatre profils de 'sol type' présentés dans le tableau 6.1. On a retenu quatre sols de type Clay Loam, Sand, Silty Clay Loam et Silt Loam car ils sont fréquents parmi les sols cultivés et représentent une large gamme de types de sol. On a appliqué un seul type de sol par parcelle pour pouvoir comparer les paramétrisations de l'hydrologie et de l'érosion associées à chaque type de sol.

#### 6.2.1.4 La contribution en ruissellement provenant de l'amont

On a la possibilité d'injecter un débit à l'amont des parcelles sélectionnées dans cette étude. On a distingué deux situations. Dans un premier cas on a appliqué seulement les pluies 'G 11 juillet Q0', 'G 14 sept Q0', 'N 12 sept Q0' et 'N 12 sept-inv Q0' sans contribution en ruissellement provenant de l'amont. Dans un autre cas on a appliqué un débit unitaire à l'amont des parcelles  $q_{in} = 0.0002667 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$  soit  $q_{in} = 16 \text{ L m}^{-1} \text{ min}^{-1}$  en plus des pluies précédentes. Un tel débit pourrait être produit à la sortie d'une surface imperméable de 100 *m*<sup>2</sup> située à l'amont de nos parcelles sur laquelle s'abattrait une pluie d'intensité constante égale à 48 *mm h*<sup>-1</sup>. Il s'agit en réalité d'augmenter artificiellement le débit ruisselé sur les parcelles pour jouer sur la longueur de la pente du versant. Dans un cas les parcelles seraient situées tout en haut du versant. Dans l'autre, elles seraient localisées un peu plus bas et bénéficieraient d'une contribution en ruis-

sellement diffus provenant de l'amont. On a choisi la valeur de  $16 L m^{-1} s^{-1}$  car on l'a testée expérimentalement lors d'une simulation de pluie à Bristol sur parcelle de  $6 m$  de long par  $2.5 m$  de large avec rupture de pente au milieu de la plus grande longueur (collaboration avec Katerina Michaelides, University of Bristol). Par la suite, les simulations avec pluie et injection de débit ont été désignées 'G 11 juillet Q16', 'G 14 sept Q16', 'N 12 sept Q16' et 'N 12 sept-inv Q16'.

Paramètres	Unités	CLAY LOAM	SAND	SILTY CLAY LOAM	SILT LOAM
INFILTRATION					
$K_s$	$m s^{-1}$	$4.10^{-7}$	$5.10^{-6}$	$2.10^{-7}$	$8.10^{-7}$
$\theta_s - \theta_i$	-	0.2	0.2	0.2	0.2
$h_f$	$m$	0.2	0.1	0.6	0.3
COEFFICIENT DE FROTTEMENT					
$f$ (interrill)	-	0.4	0.4	0.4	0.4
$f$ (rill)	-	0.2	0.2	0.2	0.2
ERODIBILITÉ DU SOL					
$\alpha$	$kg m^{-2} mm^{-1}$	0.008	0.02	0.01	0.015
$\alpha_d$	$kg m^{-2} mm^{-1}$	0.08	0.2	0.1	0.15
$K_r$	$s m^{-1}$	0.005	0.02	0.01	0.02
$\tau_{sol}$	Pa	2.5	1.0	5.0	6.0
PROPRIÉTÉS DES PARTICULES					
$D_{50}$	$\mu m$	100	250	20	50
$\rho_s$	$kg m^{-3}$	2000	2650	2000	2000
AUTRES PARAMÈTRES					
température	$^{\circ}C$	20	20	20	20
$\Phi$	-	1.0	1.0	1.0	1.0
$\Theta$	-	0.9995	0.9995	0.9995	0.9995
Formule de $T_c$	-	Govers USP	Low	Govers USP	Govers USP

TAB. 6.1: Paramétrisations de l'hydrologie et de l'érosion associées aux quatre types de sol : Clay Loam, Sand, Silty Clay Loam et Silt Loam

## 6.2.2 Les paramètres propres à la représentation des processus dans le modèle PSEM\_2D

### 6.2.2.1 L'infiltration

L'infiltration est de type hortonienne. Elle est calculée avec le modèle de Green et Ampt. On ne prend pas en compte de croûte de surface dans cette étude. Les valeurs de conductivité hydraulique à saturation  $K_s$  et de succion capillaire au front d'infiltration  $h_f$  sont représentatives des textures des sol sélectionnés. On a appliqué la même valeur de déficit initial de saturation en eau du sol ( $\theta_s - \theta_i$ ) quelque soit le type de sol et quelque soit la pluie.

### 6.2.2.2 Coefficient de frottement

D'après les études de [Gilley et al. \(1992\)](#) et de [Tatard \(2005\)](#), le coefficient de frottement varie en fonction des conditions hydrauliques. Il est systématiquement plus grand dans les zones d'érosion diffuse (interrill erosion) que dans les zones d'écoulement concentré (rill). Des relations empiriques existent pour estimer le coefficient de frottement sur des surfaces naturelles mais elles sont spécifiques à un type de sol ou à un type de couverture et ne sont pas généralisables. En l'absence de relations robustes pour calculer  $f$ , on a décidé d'appliquer des valeurs uniformes et constantes dans le temps. On a pris  $f = 0.4$  en général sur la quasi totalité des parcelles et  $f = 0.2$  pour la rigole centrale située en partie aval des parcelles avec microrelief. En ayant arbitrairement fixé la valeur du coefficient de frottement, on a choisi de ne pas tester l'effet d'un changement de couverture de surface sur l'érosion. On suppose que les parcelles sont composées de sol nu sans végétation. Cela constitue une limite à notre étude. Il faudrait tester par la suite l'effet de la végétation sur l'hydraulique du ruissellement et l'érosion.

### 6.2.2.3 Erodibilité du sol vis à vis du splash

Pour  $\alpha$ , on a utilisé les valeurs de flux de mises en mouvement par splash mesurées par [Le-guédois \(2003\)](#) pour différentes textures de sol. On a supposé que  $\alpha_d$  était 10 fois plus grand que  $\alpha$  bien que [Proffitt et al. \(1991\)](#) et [Misra and Rose \(1995\)](#) ont montré que  $\alpha_d$  était approximativement deux ordres de grandeur plus grand que  $\alpha$ . On a pensé qu'un facteur 10 entre  $\alpha$  et  $\alpha_d$  était suffisant étant donné les valeurs déjà élevées de  $\alpha$ . On dispose de très peu de références sur le paramètre  $\alpha_d$ .

### 6.2.2.4 Erodibilité du sol vis à vis de l'écoulement

Pour  $K_r$  et  $\tau_{sol}$ , on a appliqué des valeurs issues de la base de données WEPP ([Elliot et al., 1989](#); [Foster et al., 1995](#)). On s'est aussi appuyé sur les résultats du chapitre 4. Les valeurs de  $\tau_{sol}$  sont comprises dans les gammes de valeurs proposées par [Leonard and Richard \(2004\)](#) dans leur étude portant sur l'analyse de la relation entre mesures de résistance du sol au cisaillement et contrainte de cisaillement critique.

### 6.2.2.5 Propriétés des particules érodées

Au chapitre 3, on a vu que les sols cohésifs sont érodés sous la forme d'agrégats (densité proche de 2.0) et que le diamètre médian des sédiments érodés non dispersés est largement plus gros que le diamètre médian de la matrice de sol dispersée. Pour les sols non cohésifs, les sédiments sont érodés principalement sous forme de particules élémentaires (densité proche de 2.65) et la distribution granulométrique des sédiments érodés ressemble à celle de la texture du sol. Les sols de type Clay Loam, Silty Clay Loam et Silt Loam sont des sols cohésifs et le sol de type Sand est non-cohésif. On s'est inspiré des résultats des chapitres 3 et 4 pour affecter des valeurs à  $D_{50}$  et  $\rho_s$  pour les quatre types de sol considérés.

### 6.2.2.6 Autres paramètres

On a fixé le paramètre  $\Phi$  à 1.0 bien qu'on ait envisagé au chapitre précédent que  $\Phi$  puisse dépendre du mode de transport des sédiments. On a jugé que cette étude n'était pas appropriée pour tester ce paramètre. On a donc préféré le garder constant. On a ajusté au mieux la valeur de  $\Theta$  pour éviter les instabilités numériques et optimiser les bilans d'érosion. On a finalement choisi d'appliquer la formule de capacité de transport de Govers USP pour les sols cohésifs (Clay Loam, Silty Clay Loam et Silt Loam) et la formule de Low pour le sol non-cohésif (Sand) d'après les conclusions du chapitre 4.

Ayant ainsi attribué des valeurs à tous les paramètres physiques du milieu et propres à la représentation des processus dans le modèle PSEM\_2D, on a pu effectuer les simulations en réalisant toutes les combinaisons possibles en fonction des degrés de liberté :

$$4 \text{ sols} \times 6 \text{ topographie} \times 4 \text{ pluie} \times 2 \text{ débits injectés} = 192 \quad (6.1)$$

Cette étude ne comporte pas de calage. Il s'agit d'une expérience numérique, élaborée avec des scénarii vraisemblables qui a pour but de fournir des données spatialisées pour l'analyse des processus du ruissellement et de l'érosion sur une surface de  $100 \text{ m}^2$ .

## 6.3 Résultats et discussion

### 6.3.1 Les formats de résultats

Le modèle offre une grande variété de formats de résultats. A l'exutoire on a extrait les cumuls qui concernent l'hydrologie (volume d'eau infiltré, volume d'eau présent sur la parcelle et volume d'eau sorti de la parcelle) et l'érosion (masse de sédiments détachés par la pluie et l'écoulement, masse de sédiments déposés et masse de sédiments exportés). Le modèle fournit aussi les chroniques de débits liquides et solides en fonction du temps qui permettent de tracer les hydrogrammes et les sédigraphes.

On a découpé les parcelles en cinq bandes mesurant chacune  $4\text{ m}$  de long et  $5\text{ m}$  de large comme le montre la figure 6.3. On a calculé les cumuls d'érosion au niveau de chaque bande (masse de sédiments détachés par la pluie et l'écoulement, masse de sédiments déposés et masse de sédiments exportés) afin de pouvoir comparer l'évolution des processus d'érosion le long de la pente. On a aussi extrait les débits liquides et solides à la limite inférieure de chaque bande.

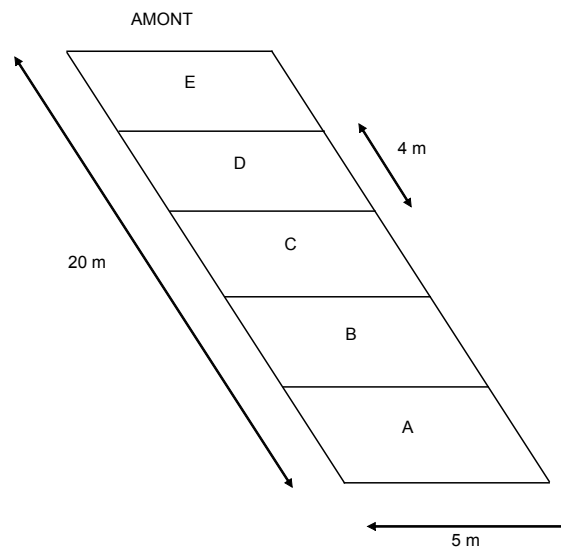


FIG. 6.3: Découpage des parcelles en cinq bandes parallèles de même taille

Enfin le modèle fournit des cartes des variables de l'hydraulique et de l'érosion toutes les  $5\text{ min}$  au cours des simulations. Ces cartes nous donnent une information distribuée sur les processus.



### 6.3.2 La simulation de référence

On a fait le choix de présenter les résultats en valeurs relatives par rapport à une référence. La simulation de référence est celle obtenue pour le sol de type Clay Loam avec la pluie 'G 11 juillet Q0' sur la parcelle 'microrelief 6 %'. Il s'agit des paramètres entourés sur la figure 6.1. Les cumuls calculés pour la surface de  $100\text{ m}^2$  sont donnés dans le tableau 6.2. On a ainsi des ordres de grandeurs des volumes d'eau et des masses de sédiments mis en jeu. On remarque qu'il y a davantage de sédiments déposés que de sédiments ayant quittés la parcelle alors que la parcelle ne comporte pas de rupture de pente en dehors de celles dues au microrelief. La mise en mouvement par la pluie de sédiments issus de la couche de sédiments non-cohésifs est le processus d'érosion prédominant.

volume cumulé précipité	1899.2 L
volume cumulé infiltré	811.5 L
volume cumulé écoulé	1158.4 L
masse cumulée de sédiments déposés	17.6 kg
masse cumulée de sédiments détachés par la pluie	6.5 kg
masse cumulée de sédiments re-détachés par la pluie	13.6 kg
masse cumulée de sédiments arrachés par l'écoulement	6.1 kg
masse cumulée de sédiments entraînés par l'écoulement	1.6 kg
masse cumulée de sédiments exportés	9.4 kg

TAB. 6.2: Principaux cumuls concernant l'hydrologie et l'érosion pour la simulation de référence : Clay Loam, pluie 'G 11 juillet Q0' et 'microrelief 6 %'

L'hydrogramme et le sédigraphe obtenus à l'exutoire de la parcelle sont représentés sur la figure 6.4. La forme du sédigraphe suit assez bien celle de l'hydrogramme sauf durant les phases de montée du débit où la concentration connaît des pics précoces liés à la mise en mouvement de sédiments provenant de la couche non cohésive. Les concentrations maximales sont de l'ordre de  $10\text{ g L}^{-1}$ . Les concentrations ont tendance à chuter plus lentement que les débit lors des phases de récession.

En ce qui concerne l'étude des résultats par bandes, c'est la bande A qui sert de référence. Les cumuls d'érosion calculés pour les bandes A, B, C, D et E sont donnés dans le tableau 6.3. On constate que la masse de sédiments exportés a tendance à augmenter significativement en allant vers l'aval. Ceci semble lié à l'apparition du processus d'arrachement par l'écoulement à partir de la bande C. Avec  $5.4\text{ kg}$  de sédiments arrachés par l'écoulement au niveau de la bande A, il s'agit de la source d'érosion locale la plus importante de la surface toute entière. Le processus de détachement par la pluie est assez homogène sur la parcelle. Le processus de re-détachement par la pluie est fort et assez uniforme sur les bandes E, D, C et B puis il diminue

BANDE E	
masse cumulée de sédiments déposés	3.2 kg
masse cumulée de sédiments détachés par la pluie	1.2 kg
masse cumulée de sédiments re-détachés par la pluie	2.8 kg
masse cumulée de sédiments arrachés par l'écoulement	0.0 kg
masse cumulée de sédiments entraînés par l'écoulement	0.1 kg
masse cumulée de sédiments exportés	0.6 kg
masse cumulée de sédiments injectés	0.0 kg
BANDE D	
masse cumulée de sédiments déposés	4.4 kg
masse cumulée de sédiments détachés par la pluie	1.2 kg
masse cumulée de sédiments re-détachés par la pluie	3.0 kg
masse cumulée de sédiments arrachés par l'écoulement	0.0 kg
masse cumulée de sédiments entraînés par l'écoulement	0.3 kg
masse cumulée de sédiments exportés	0.4 kg
masse cumulée de sédiments injectés	0.6 kg
BANDE C	
masse cumulée de sédiments déposés	3.9 kg
masse cumulée de sédiments détachés par la pluie	1.4 kg
masse cumulée de sédiments re-détachés par la pluie	2.9 kg
masse cumulée de sédiments arrachés par l'écoulement	0.0 kg
masse cumulée de sédiments entraînés par l'écoulement	0.5 kg
masse cumulée de sédiments exportés	1.0 kg
masse cumulée de sédiments injectés	0.4 kg
BANDE B	
masse cumulée de sédiments déposés	3.9 kg
masse cumulée de sédiments détaché par la pluie	1.3 kg
masse cumulée de sédiments re-détachés par la pluie	3.0 kg
masse cumulée de sédiments arrachés par l'écoulement	0.7 kg
masse cumulée de sédiments entraînés par l'écoulement	0.4 kg
masse cumulée de sédiments exportés	2.4 kg
masse cumulée de sédiments injectés	1.0 kg
BANDE A : BANDE DE RÉFÉRENCE	
masse cumulée de sédiments déposés	2.1 kg
masse cumulée de sédiments détachés par la pluie	1.4 kg
masse cumulée de sédiments re-détachés par la pluie	1.8 kg
masse cumulée de sédiments arrachés par l'écoulement	5.4 kg
masse cumulée de sédiments entraînés par l'écoulement	0.3 kg
masse cumulée de sédiments exportés	9.4 kg
masse cumulée de sédiments injectés	2.4 kg

TAB. 6.3: Cumuls d'érosion par bande pour la simulation de référence : Clay Loam, pluie 'G 11 juillet Q0' et 'microrelief 6 %'

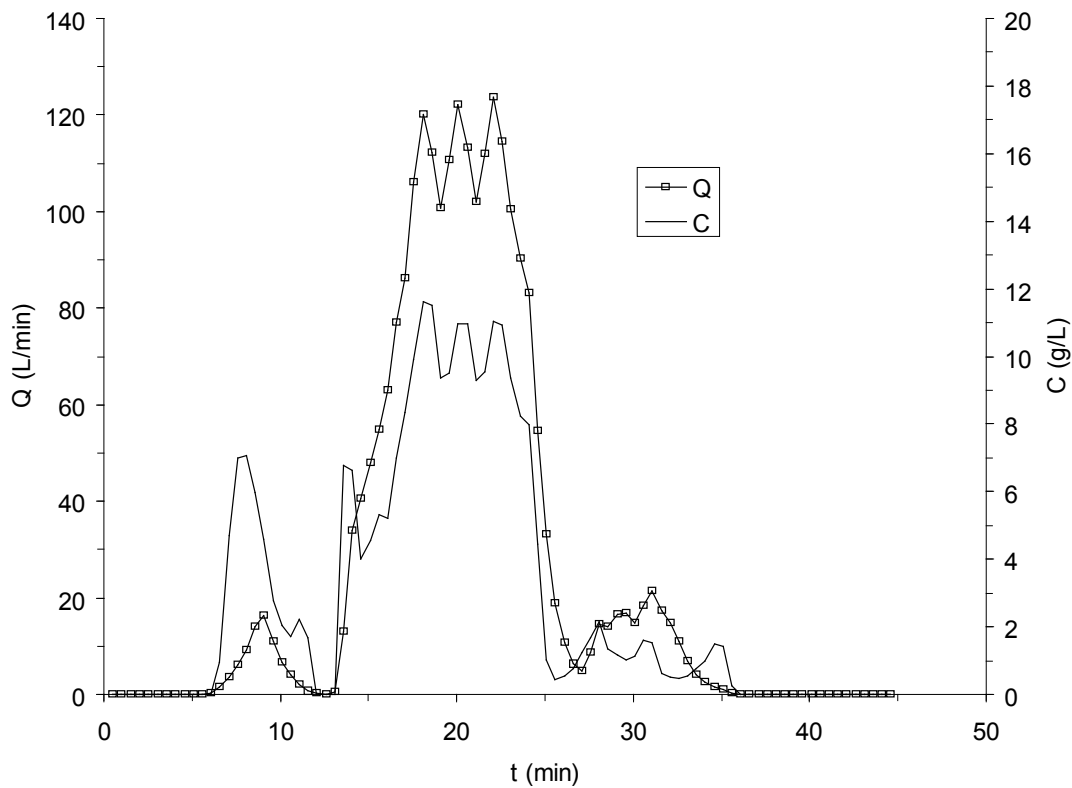


FIG. 6.4: Hydrogramme et sédigraphe obtenus à l'exutoire de la simulation de référence : Clay Loam, pluie 'G 11 juillet Q0' et 'microrelief 6 %'

substantiellement sur la bande A. Le processus d'entraînement par l'écoulement est faible et irrégulier sur la parcelle. Le processus de dépôt est important. Il connaît un pic au niveau de la bande D puis un plateau et une chute au niveau de la bande A qui peut être expliquée par l'efficacité du transport de la rigole centrale située à l'aval. La pluie est l'agent de production de sédiment le plus actif au niveau des bandes E et D avec environ  $4\text{ kg}$  de sédiments érodés alors que le rôle de l'écoulement est quasiment négligeable dans cette zone. A l'aval, c'est l'inverse qui se produit. Au niveau de la bande A,  $5.7\text{ kg}$  de sédiments sont érodés par l'écoulement contre  $3.2\text{ kg}$  par la pluie. On remarque aussi que pour quelques simulations avec microrelief les bilans de masse ne sont pas parfaits, surtout au niveau des bandes C, D et E. D'autre part environ 18 % des simulations s'arrêtent prématurément. Cela concerne 2 % des simulations sans débit injecté à l'amont des parcelles et 33 % des simulations avec débit injecté. L'arrêt des simulations semble être lié à la forte interaction entre l'hydraulique et les processus d'érosion qui provoque l'apparition d'instabilités ou de chocs numériques. Comme on l'a déjà vu au chapitre 4, le modèle

ne peut pas prendre en compte la formation de rigoles profondes. Les résultats des simulations qui s'arrêtent prématurément sont exclus de l'analyse en cumuls à l'exutoire.

### 6.3.3 Les cumuls à l'exutoire

Dans un premier temps, on s'intéresse aux résultats relatifs aux pluies 'G 11 juillet Q0', 'G 14 sept Q0', 'N 12 sept Q0' et 'N 12 sept-inv Q0' sans injection de débit à l'amont. On va analyser les volumes cumulés d'eau écoulée puis les masses cumulées de sédiments exportés. Ensuite on examinera l'effet de l'injection du débit à l'amont sur ces mêmes grandeurs.

#### 6.3.3.1 Les quatre pluies sans injection de débit à l'amont

La figure 6.5 montre les variations de volume écoulé cumulé par rapport à la référence pour les quatre pluies 'G 11 juillet Q0', 'G 14 sept Q0', 'N 12 sept Q0' et 'N 12 sept-inv Q0'. En abscisse des graphes on a mis les types de sol testés. Sur chaque graphe on a représenté six jeux de points correspondants aux six topographies créées pour l'étude.

Plusieurs points ressortent de l'analyse de ces graphes. Tout d'abord, on note que l'effet de la topographie est peu sensible. Les variations de volume écoulé cumulé dues aux changements de topographie sont insignifiantes devant celles causées par le type de sol ou la pluie. On remarque simplement que les surfaces planes produisent légèrement moins de ruissellement que les surfaces avec microrelief. La lame d'eau répartie uniformément sur la parcelle plane est en moyenne plus épaisse que sur la parcelle avec microrelief ce qui favorise l'infiltration.

L'effet du type de sol est bien marqué. Le sol qui donne le plus de ruissellement est le Clay Loam, suivi du Silty Clay Loam, du Silt Loam et du Sand. Cet ordre est directement lié aux valeurs des paramètres d'infiltration (conductivité hydraulique à saturation et succion capillaire au front) listées dans le tableau 6.1. Le sol de type Sand ruisselle très peu, parfois plus de 100 % de moins que la référence comme pour les pluies N 12 sept Q0 et N 12 sept-inv Q0. Pour la pluie G 14 sept Q0, il n'y a même pas du tout de ruissellement. Le Clay Loam et le Silty Clay Loam ont des volumes écoulés cumulés assez proches. On pourra donc comparer plus facilement les effets des paramétrisations de l'érosion sur ces deux sols.

L'effet de la pluie est le plus important. Pour un même sol, on note des variations de volume écoulé cumulé qui peuvent aller jusqu'à plus de 200 % en fonction de la pluie appliquée. C'est le

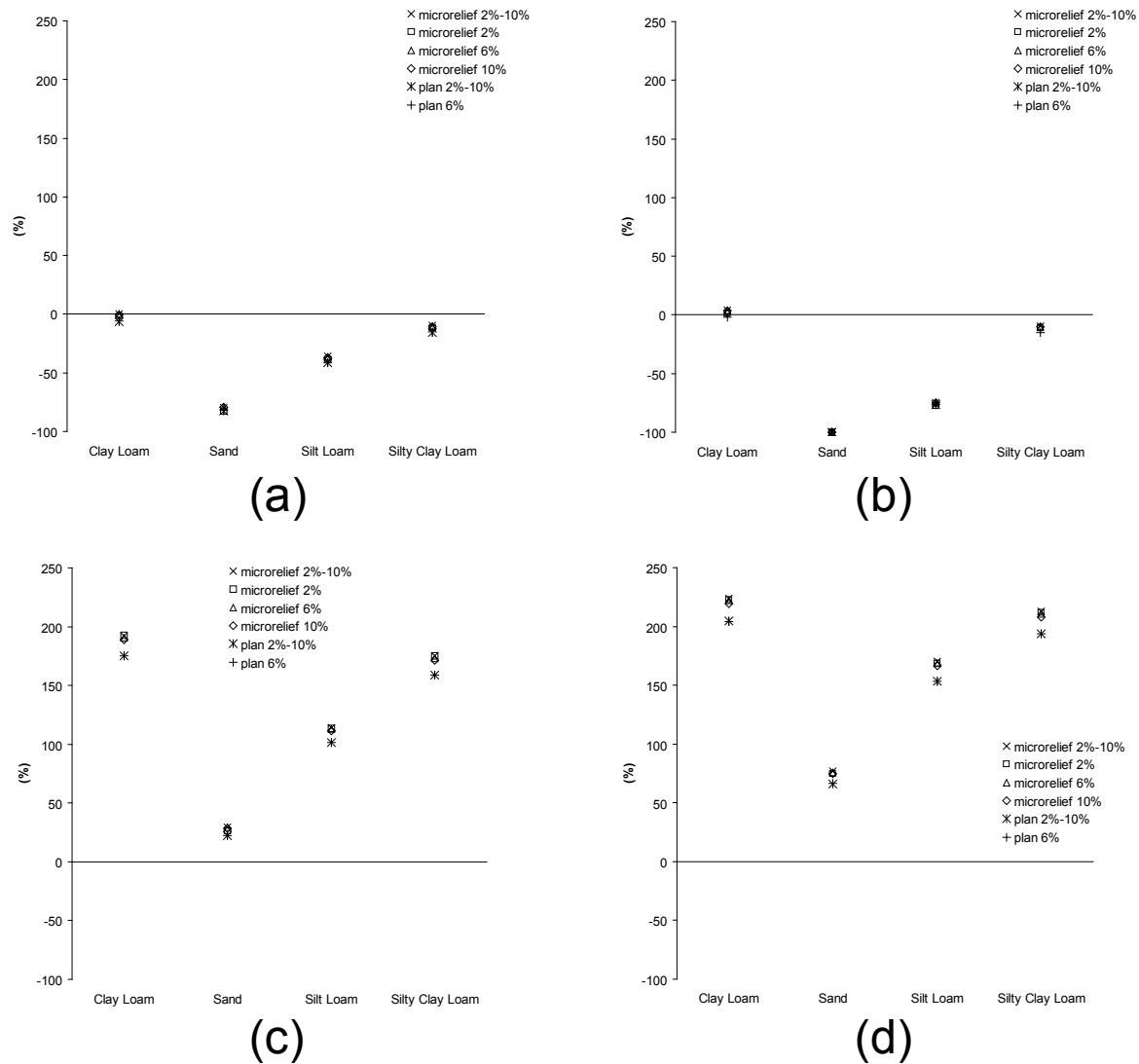


FIG. 6.5: Variations des volumes écoulés cumulés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q0, (b) G 14 sept Q0, (c) N 12 sept Q0 et (d) N 12 sept-inv Q0

cas pour la pluie N 12 sept-inv Q0 qui produit beaucoup plus de ruissellement que la pluie G 11 juillet Q0. Les pluies G 11 juillet Q0 et G 14 sept Q0 génèrent à peu près les mêmes volumes ruisselés. La pluie G 11 juillet Q0 produit en fait légèrement plus de ruissellement que la pluie G 14 sept Q0 alors que son cumul précipité est environ 50 % plus faible. Ceci est davantage remarquable pour le Silt Loam et le Sand et est du aux fortes intensités de la pluie G 11 juillet Q0. Les fortes intensités des pluie N 12 sept Q0 et N 12 sept-inv Q0 combinées à des cumuls comparables à celui de la pluie G 14 sept Q0 (environ 40 mm) sont à l'origine des plus importants volumes ruisselés. Simplement le fait d'inverser la chronique d'intensité et d'avoir le pic à la fin dans le cas de la pluie N 12 sept-inv Q0 engendre un supplément de ruissellement qui peut aller

jusqu'à 50 % par rapport à la pluie N 12 sept Q0. Ce résultat montre bien le rôle de la distribution temporelle de la pluie et son impact sur l'état de saturation du sol.

La figure 6.6 présente les variations de masse cumulée de sédiments exportés par rapport à la référence pour les quatre pluies 'G 11 juillet Q0', 'G 14 sept Q0', 'N 12 sept Q0' et 'N 12 sept-inv Q0'.

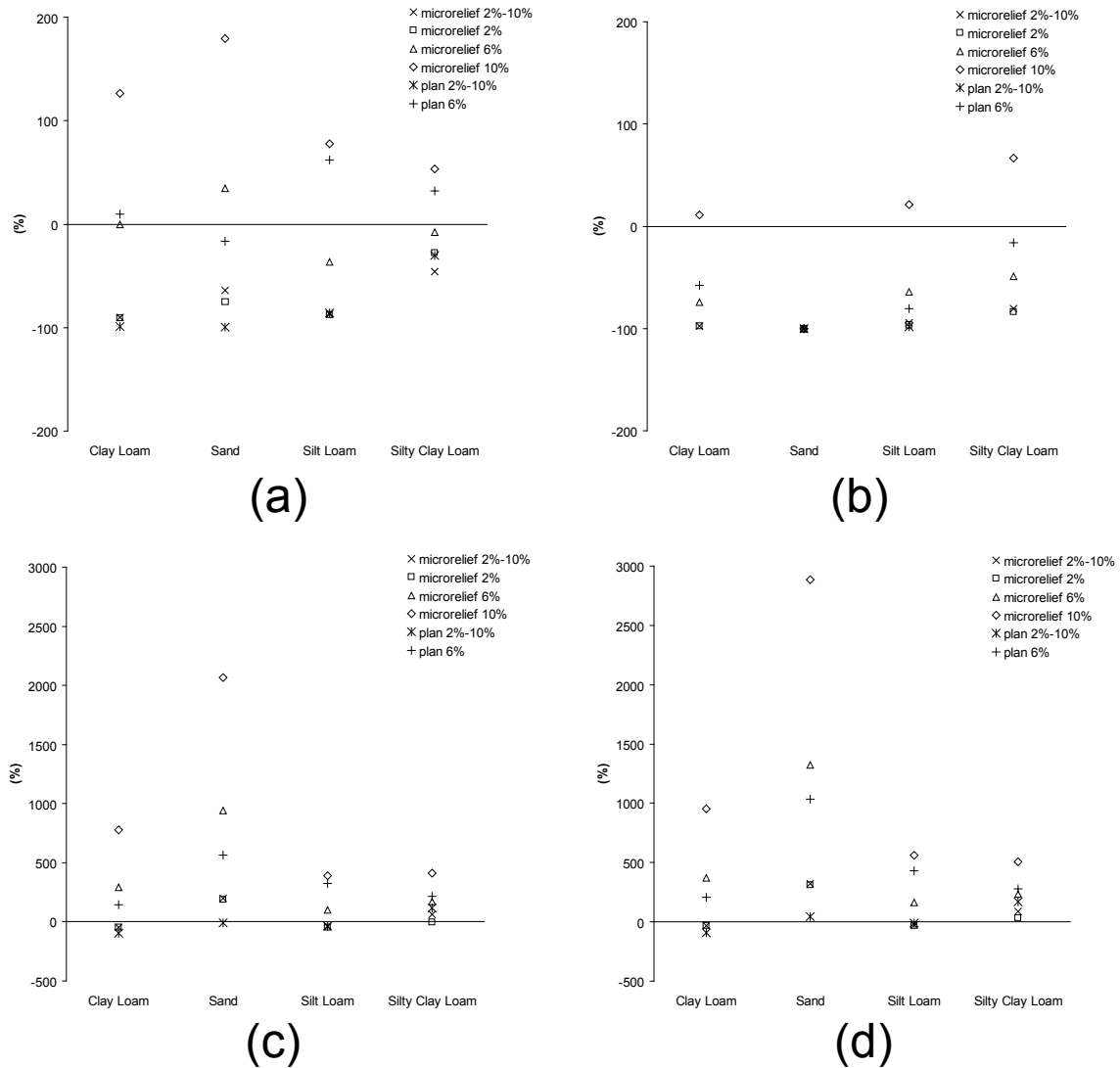


FIG. 6.6: Variations des masses cumulées de sédiments exportés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q0, (b) G 14 sept Q0, (c) N 12 sept Q0 et (d) N 12 sept-inv Q0

L'effet de la topographie est cette fois-ci bien présent comme on pouvait le prévoir. Plus la pente est forte, plus les pertes en sol sont grandes. On peut distinguer trois groupes de topographie en fonction de la pente. La parcelle microrelief 10 % donne les pertes de sol les plus grandes.

Ensuite les parcelles microrelief 6 % et plan 6 % produisent des pertes légèrement inférieures. Enfin les parcelles microrelief 2 %, microrelief 2 % – 10 % et plan 2 % – 10 % donnent des pertes en sol relativement faibles voire inexistantes. La parcelle microrelief 10 % produit toujours les plus forts cumuls de sédiments exportés. Son effet semble décupler quand elle est associée à des volumes ruisselés élevés et des sols avec une faible résistance. Par exemple les pertes en sol sont près de 3000 % supérieures à la référence pour la pluie N 12 sept-inv Q0 sur microrelief 10 % et le sol de type Sand. Le processus d'arrachement par l'écoulement est responsable de tels cumuls exportés. En terme de masses de sédiments exportés à la sortie de la surface de  $100\text{ m}^2$ , les parcelles microrelief 2 %, microrelief 2 % – 10 % et plan 2 % – 10 % donnent des résultats presque identiques. On en déduit donc que la rupture de pente fait sédimenter tout l'excès de sédiments arrachés sur la première moitié de la surface à 10 % de pente. A la sortie de la surface de  $100\text{ m}^2$ , c'est la pente à 2 % qui contrôle le système. Tout se passe comme si la pente à 10 % n'existait pas. Dans le cas général, on ne remarque pas d'effet majeur lié à la présence du microrelief par rapport au plan que ce soit pour la pente à 6 % ou la rupture de pente 2 % – 10 %. Cet effet est peu marqué devant celui lié à la pente moyenne de la surface. Les résultats sont un peu contradictoires. Pour la pente à 6 %, les pertes en sol sont plus importantes pour la parcelle plane que pour la parcelle avec microrelief dans les cas suivants notamment :

- pluie G 11 juillet Q0, Silt Loam
- pluie G 11 juillet Q0, Silty Clay Loam
- pluie G 14 sept Q0, Silty Clay Loam
- pluie N 12 sept Q0, Silt Loam
- pluie N 12 sept-inv Q0, Silt Loam

Au contraire, les pertes en sol sont plus importantes pour la parcelle avec microrelief que pour la parcelle plane dans les cas suivants notamment :

- pluie G 11 juillet Q0, Sand
- pluie N 12 sept Q0, Sand
- pluie N 12 sept Q0, Clay Loam
- pluie N 12 sept-inv Q0, Sand
- pluie N 12 sept-inv Q0, Clay Loam

En analysant en détail les résultats, on constate que le processus d'arrachement par l'écoulement est quasiment absent sur les surfaces planes sauf pour le sable. En revanche, sur les surfaces avec microrelief, ce processus est présent dans de nombreux cas. Quand il est activé sur les surfaces

avec microrelief, les pertes en sol sont plus grandes que celles produites par les surfaces planes. C'est précisément le cas pour la seconde liste de simulations. Au contraire, quand ce processus n'est pas actif sur les surfaces avec microrelief, les pertes en sol sont supérieures sur les surfaces planes car le rôle de la pluie y est favorisé du à l'absence de concentration de l'écoulement et aux faibles lames d'eau présentes à la surface du sol. C'est le cas pour la première liste de simulations. Les mêmes explications s'appliquent pour commenter les différences de pertes de sol entre les parcelles microrelief 2 % – 10 % et plan 2 % – 10 %.

Les effets de la pluie sont assez proches de ceux mis en évidence pour les cumuls de volume d'eau écoulé. La pluie N 12 sept-inv Q0 produit les pertes en sol les plus élevées, suivie par la pluie N 12 sept-inv Q0 puis la pluie G 11 juillet Q0 et enfin la pluie G 14 sept Q0. L'ordre était le même pour les cumuls de volume écoulé. Cependant, les pertes en sol sont assez significativement supérieures pour la pluie G 11 juillet Q0 par rapport à la pluie G 14 sept Q0 alors que les cumuls de volume ruisselé étaient très peu différents pour ces deux pluies. *On souligne ainsi l'effet prédominant de l'intensité des débits ruisselés par rapport aux volumes ruisselés cumulés.* Les pertes en sol de la pluie N 12 sept-inv Q0 sont parfois supérieures de près de 500 % à celles de la pluie N 12 sept Q0 alors que les cumuls de volume ruisselé étaient plutôt de l'ordre de 50 % plus grands. Cette observation corrobore l'argument précédent à propos de l'intensité des débits de ruissellement. Les processus d'érosion réagissent de façon non-linéaire à une augmentation de l'intensité de pluie ou de débit ruisselé. Il semble que ce soit l'apparition du processus d'arrachement par l'écoulement qui soit responsable de l'explosion des pertes en sol. Tant que ce processus n'est pas activé on est dans une situation de limitation par l'arrachement.

Les volumes et surtout les intensités ruisselés ont un impact majeur sur les pertes en sol. Le ruissellement et donc l'érosion dépendent du type de sol. Pour les deux pluies N 12 sept Q0 et N 12 sept-inv Q0 qui produisent le plus de ruissellement, les pertes en sol les plus élevées sont associées au sol de type Sand, suivi de Clay Loam, Silt Loam et Silty Clay Loam. Le processus d'arrachement par l'écoulement est alors prédominant et ce sont les paramètres  $K_r$  et  $\tau_{sol}$  qui contrôlent les taux d'érosion. Plus  $\tau_{sol}$  est petit et dans une moindre mesure, plus  $K_r$  est grand, plus les pertes en sol sont significatives. Le sol Silt Loam a la plus grande contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement. Il est donc moins érodé. Au contraire, le sol Sand étant peu résistant à l'arrachement par l'écoulement, il est érodé facilement et dans des proportions importantes car  $K_r = 0.02$ , la valeur la plus forte testée dans cette étude (voir tableau 6.1). En



ce qui concerne la pluie G 14 sept Q0 qui ruisselle le moins, les pertes en sol les plus grandes sont observées pour le sol de type Silty Clay Loam, suivi de Silt Loam et Clay Loam et Sand. Le processus d'arrachement par l'écoulement est quasiment inexistant dans ce cas. Les pertes en sol sont proches de zéro pour les pentes faibles. Le ruissellement est de faible intensité, ce qui limite sa capacité de transport. Les sédiments sont déposés facilement d'autant plus qu'ils sont de taille grossière. C'est donc la taille des sédiments qui contrôle les cumuls de sédiments exportés. Le Silty Clay Loam a le  $D_{50}$  le plus faible ( $20\ \mu m$ ) et les pertes en sol les plus grandes. Le Silt Loam et le Clay Loam ont des  $D_{50}$  de  $50\ \mu m$  et  $100\ \mu m$  respectivement et des pertes en sol légèrement inférieures. Le Sand ne produit pas de ruissellement donc pas de perte en sol. Finalement pour la pluie G 11 juillet Q0 on a une combinaison des deux situations précédentes. Pour les pentes fortes de 6 et 10 %, c'est la première situation qui prévaut avec la prédominance du processus d'arrachement par l'écoulement. Pour les pentes faibles, on rejoint la situation décrite pour la pluie G 14 sept Q0.

### 6.3.3.2 Les quatre pluies avec injection de débit à l'amont

La figure 6.7 montre les variations de volume écoulé cumulé par rapport à la référence pour les quatre pluies 'G 11 juillet Q16', 'G 14 sept Q16', 'N 12 sept Q16' et 'N 12 sept-inv Q16'.

Il manque une partie des résultats comme il a été évoqué auparavant du fait de l'arrêt prématuré d'un tiers des simulations. En particulier le sol de type Sand est très vulnérable à l'érosion, ce qui a pour conséquence de déstabiliser le modèle. Malgré ces lacunes, on peut observer certaines tendances sur les cumuls de volume d'eau ruisselé. Quel que soit le type de sol, la capacité d'infiltration n'est pas suffisante pour absorber tout le débit injecté. Les cumuls sont directement liés à la durée de la pluie et donc à la durée d'injection. Pour la pluie G 14 sept Q16 qui dure plus de 7 h, les volumes ruisselés cumulés sont les plus élevés. Ils sont près de 3000 % plus grands que la référence et de 30 à 100 fois plus grands que ceux de la pluie G 14 sept Q0. Les volumes injectés cumulés sont tellement importants qu'ils sont prédominants devant les volumes infiltrés cumulés et les différences de volumes ruisselés cumulés entre les sols s'estompent. Pour les pluies N 12 sept Q16 et N 12 sept-inv Q16, les différences entre les sols sont plus marquées. Les volumes écoulés cumulés sont d'environ 400 à 700 % plus grands que la référence suivant les types de sol et entre 2.5 et 3.5 fois plus grands que ceux des pluies N 12 sept Q0 et N 12 sept-inv Q0. La pluie G 11 juillet Q16 qui dure seulement 35 min est celle qui donne les volumes ruisselés cumulés

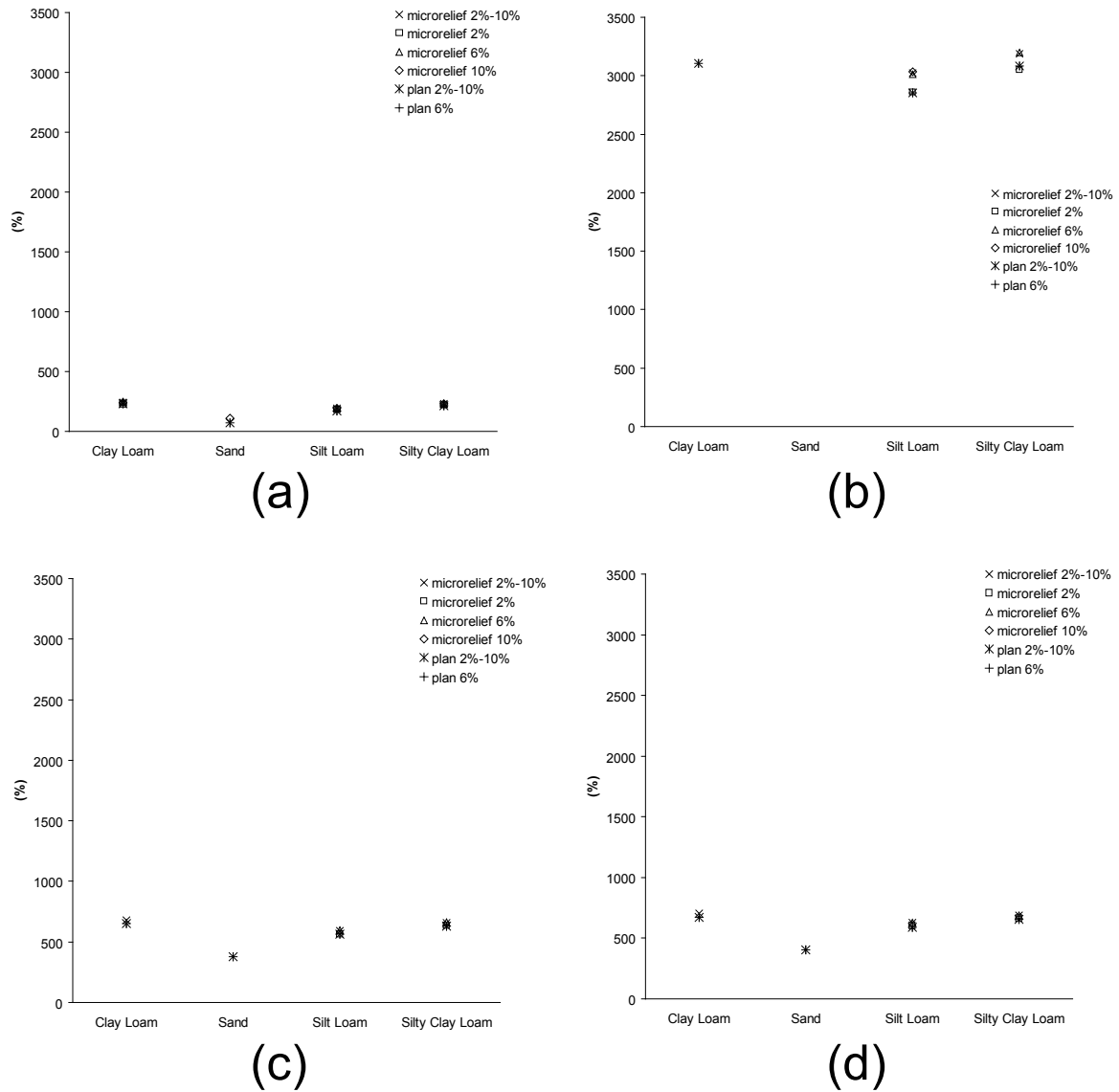


FIG. 6.7: Variations des volumes écoulés cumulés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q16, (b) G 14 sept Q16, (c) N 12 sept Q16 et (d) N 12 sept-inv Q16

les plus faibles. Ils sont de 50 à 250 % plus importants que la référence suivant les types de sol et entre 3 et 10 fois plus forts que ceux de la pluie G 11 juillet Q0. Quelque soit la pluie, les débits ruisselés ont augmenté d'au moins autant que le débit total injecté :  $16 \times 5 = 80 \text{ L min}^{-1}$ . On voit donc que l'injection de débit modifie complètement les conditions hydrauliques. Selon la position de la parcelle sur un versant, les caractéristiques de l'hydrogramme du ruissellement changent considérablement. Une pluie telle celle du 14 septembre 1998 à Ganspoel qui produit très peu de ruissellement si l'on se place tout à fait en haut du versant finit par donner des cumuls de ruissellement très importants plus bas sur le versant. Par conséquent, les sources d'érosion

principales sont probablement plutôt localisées en partie inférieure du versant pour cette pluie longue et peu intense.

La figure 6.8 présente les variations de masse cumulée de sédiments exportés par rapport à la référence pour les quatre pluies 'G 11 juillet Q16', 'G 14 sept Q16', 'N 12 sept Q16' et 'N 12 sept-inv Q16'.

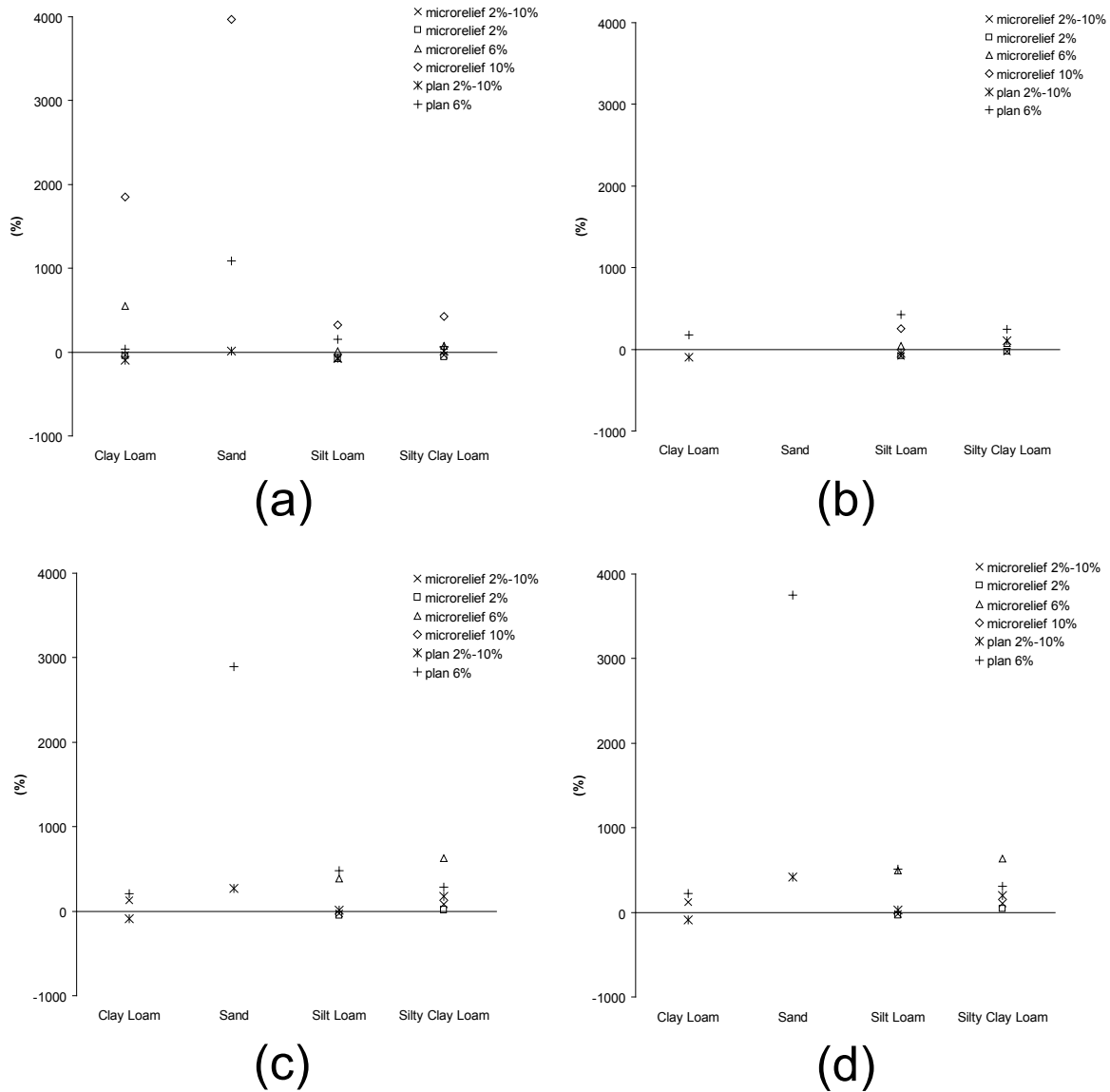


FIG. 6.8: Variations des masses cumulées de sédiments exportés par rapport à la référence pour les simulations du (a) G 11 juillet Q16, (b) G 14 sept Q16, (c) N 12 sept Q16 et (d) N 12 sept-inv Q16

Le ruissellement provenant de l'amont a une incidence marquée sur l'érosion lorsque le processus d'arrachement par l'écoulement est actif. C'est effectivement le cas pour le Sand sur toutes

les parcelles, pour le Clay Loam sur toutes les parcelles avec microrelief, pour le Silty Clay Loam et le Silt Loam sur la parcelle avec microrelief à 10 % et dans une moindre mesure sur la parcelle avec microrelief à 6 %. Les pertes en sol sont réellement décuplées pour le Sand sur toutes les pentes supérieures ou égales à 6 % et pour le Clay Loam sur la pente à 10 %. La contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement vaut  $1.0 Pa$  pour le Sand,  $2.5 Pa$  pour le Clay Loam. Lorsque cette valeur est largement dépassée par la contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond, les pertes en sol explosent. Pour le sol de type Sand, les pertes en sol sur la parcelle microrelief 10 % et la pluie G 11 juillet Q16 sont environ 4000 % supérieures à la référence et près de 15 fois supérieures à celles de la pluie G 11 juillet Q0 dans les mêmes conditions. Les résultats qui manquent sont ceux pour lesquels les pertes en sol auraient été les plus fortes.

Dans les cas où le processus d'arrachement par l'écoulement n'est pas actif, les cumuls de masse de sédiments exportés ne varient pas de façon significative par rapport aux simulations équivalentes sans débit injecté. Il semble donc qu'on soit souvent dans un régime d'érosion limité par l'arrachement.

*La pente et l'intensité de la pluie ou alternativement la pente et la contribution du versant sont des facteurs susceptibles de mettre en route l'arrachement par l'écoulement qui est la source d'érosion la plus efficace.*

#### 6.3.4 La contribution de la pluie et de l'écoulement sur la surface de $100 m^2$

La figure 6.9 apporte des informations sur la contribution des processus d'érosion liés à la pluie et à l'écoulement à l'échelle de la surface de  $100 m^2$ . On a présenté les graphes par paires. A gauche sont représentées les pluies sans injection de débit à l'amont et à droite les mêmes pluies avec contribution de ruissellement provenant de l'amont.

*Les processus liés à la pluie fournissent souvent la plus grande partie des sédiments détachés. Ce constat est notamment valable dans les cas suivants :*

- *parcelles avec faible pente*
- *parcelles planes pour tout type de pente et pour tout type de sol sauf le Sand*
- *pluie sans injection de débit à l'amont*
- *sols avec une forte contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement (Silty Clay Loam et Silt Loam)*

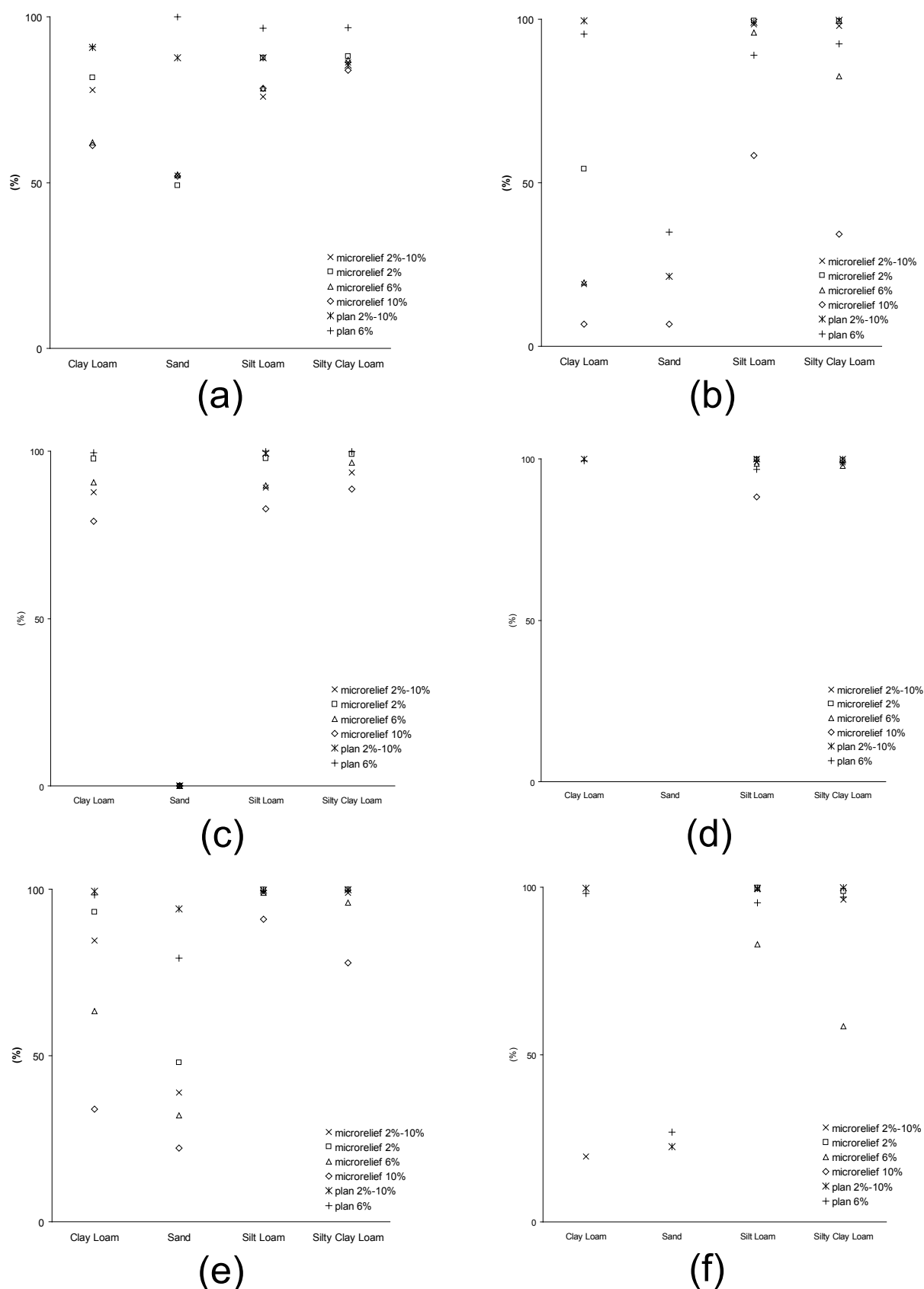


FIG. 6.9: Part de la masse totale arrachée qui est due aux processus d'érosion liés à la pluie pour les pluies du (a) G 11 juillet Q0, (b) G 11 juillet Q16, (c) G 14 sept Q0, (d) G 14 sept Q16, (e) N 12 sept Q0 et (f) N 12 sept Q16. La masse totale arrachée inclut le détachement et le re-détachement par la pluie et l'arrachement et l'entraînement par l'écoulement

Cependant il arrive que les processus d'érosion liés à l'écoulement soient dominants et quand ils le sont, les pertes de sol sont en général très élevées. C'est le cas par exemple pour les sols de type Sand et Clay Loam avec la pluie G 11 juillet Q16 et le microrelief à 10 %. C'est aussi le cas pour le Sand avec la pluie N 12 sept Q0 et le microrelief 10 % ou avec la pluie N 12 sept Q16 et la parcelle plane à 6 %. C'est encore le cas pour le Silty Clay Loam avec la pluie N 12 sept Q16 et le microrelief à 6 %. Les facteurs susceptibles d'activer les processus d'érosion sont exactement opposés à ceux cités auparavant pour les processus liés à la pluie.

*Dans le cas général, les processus d'érosion liés à la pluie sont dominants. Les simulations correspondantes produisent des pertes en sol qui sont jusqu'à 500 % plus grandes que la référence, soit environ 55 kg (voir les figures 6.6 et 6.8 et le tableau 6.2). Il faut réunir des conditions beaucoup plus rares et extrêmes pour que les processus d'érosion liés à l'écoulement soient dominants. Cependant les simulations correspondantes produisent des pertes en sol qui sont jusqu'à près de 3000 % plus grandes que la référence, soit environ 290 kg.*

Pour le climat tempéré de Ganspoel, les processus d'érosion liés à l'écoulement ne sont jamais dominants pour les deux pluies G 11 juillet Q0 et G 14 sept Q0 quelque soit le type de sol et la topographie. Avec l'injection du débit à l'amont en plus de la pluie (situations G 11 juillet Q16 et G 14 sept Q16), quelques cas apparaissent où les processus d'érosion liés à l'écoulement sont dominants. Il s'agit des sols Sand et Clay Loam pour de nombreuses pentes et du sol Silty Clay Loam pour la pente à 10 %. Le sol Silt Loam se distingue des autres car les processus d'érosion liés à l'écoulement ne sont jamais dominants quand bien même on injecte un débit à l'amont. Les résultats sont donc très contrastés suivant les types de sol. Avec les résultats dont on dispose et l'argument selon lequel les résultats qui manquent correspondent à des simulations très érosives, il semble que la pluie longue et peu intense du 14 septembre 1998 produise largement autant voire plus de pertes en sol que la pluie courte et intense du 11 juillet 1997. Ce constat est intéressant car il montre que les pluies océaniques assez fréquentes dans les régions du Nord de l'Europe peuvent causer des pertes en sol importantes.

Pour le climat méditerranéen, même sans injection de débit à l'amont, on rencontre quelques situations pour lesquelles les processus d'érosion liés à l'écoulement sont dominants. Il s'agit des sols Sand et Clay Loam pour les pentes les plus fortes. Les pertes en sol correspondantes sont très conséquentes. C'est la différence majeure par rapport aux simulations du climat tempéré. Avec l'injection de débit, les différences sont moins marquées et les remarques faites précédemment

pour le climat tempéré s'appliquent aussi. *Pour les pluies d'orage du climat méditerranéen, les sources d'érosion visibles associées à la formation de rigoles par exemple peuvent être situées à tous les niveaux du versant, y compris en haut du versant alors que pour les pluies du climat tempéré, ces rigoles apparaissent en milieu ou pied de versant.*

### 6.3.5 La contribution de la pluie et de l'écoulement sur les bandes de 20 m<sup>2</sup>

La figure 6.10 montre l'évolution de la contribution des processus d'érosion liés à la pluie le long de la parcelle. On a fait varier les paramètres autour de la référence (Clay Loam avec pluie 'G 11 juillet Q0' sur microrelief 6 %). La figure 6.10 (a) donne les résultats pour différentes topographies, la figure 6.10 (b) pour différentes pluies et la figure 6.10 (c) pour différents types de sol, les paramètres non modifiés étant gardés identiques à ceux de la référence.

Les résultats de la figure 6.10 (a) on relèvent que la contribution de la pluie est comprises entre 80 et 100 % pour tous les types de topographie sauf pour microrelief 6 % et microrelief 10 % pour lesquels cette contribution chute à partir de la bande C jusqu'à la bande A pour atteindre respectivement 35 et 20 %. *On met ainsi en évidence l'effet conjugué de la pente, du débit et de la concentration de l'écoulement pour activer l'arrachement de sol cohésif par l'écoulement.* Sur la figure 6.10 (b) on peut distinguer facilement les simulations avec injection de débit à l'amont des autres simulations sans injection. Les simulations avec injection de débit se comportent de façon homogène même si les valeurs sont différentes. La contribution de la pluie est d'abord faible sur les deux premières bandes E et D, puis elle est marquée par un pic au niveau de la bande C avant de chuter fortement à partir de la bande B et tendre vers zéro à l'exutoire (bande A). Pour les pluies sans injection de débit, la contribution de la pluie est comprises entre 80 et 100 % pour les bandes E, D et C puis elle diminue sensiblement jusqu'à atteindre des valeurs comprises entre 20 et 40 % au niveau de la bande A sauf pour la pluie G 14 sept Q0 pour laquelle la contribution des processus liés à la pluie reste largement dominante. Enfin la figure 6.10 (c) montre que l'arrachement par l'écoulement de sol cohésif n'intervient que pour les sols de type Sand et Clay Loam et surtout au niveau des bandes B et A tandis que pour les sols de type Silty Clay Loam et Silt Loam, la contribution des processus liés à la pluie est proche de 100 % sur toutes les bandes du fait de valeurs élevées de la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement.

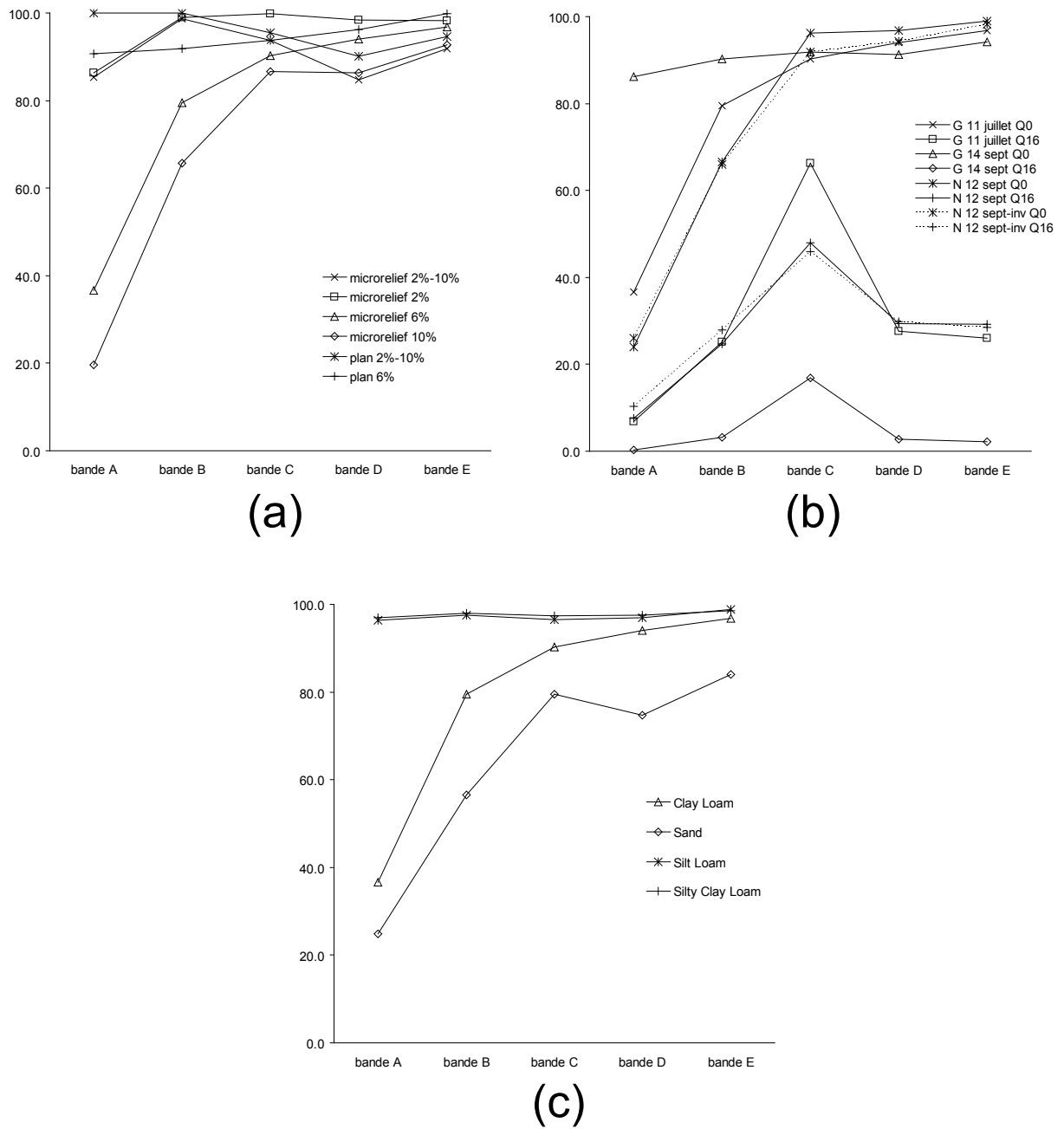


FIG. 6.10: Evolution de la contribution des processus d'érosion liés à la pluie sur les cinq bandes qui composent la parcelle de  $100\text{ m}^2$  dans les conditions suivantes : (a) Clay Loam, pluie G 11 juillet Q0, topographie variable, (b) Clay Loam, microrelief 6 %, pluie variable, (c) pluie G 11 juillet Q0, microrelief 6 %, sol variable. La masse totale arrachée inclut le détachement et le re-détachement par la pluie, l'arrachement et l'entraînement par l'écoulement



### 6.3.6 L'évolution des cumuls d'érosion sur les bandes de $20\text{ m}^2$

La figure 6.11 montre l'évolution des cumuls de dépôt (première ligne), d'érosion nette (deuxième ligne) et d'exportation de sédiments (troisième ligne) le long du versant. L'érosion nette résulte du bilan entre ce qui est arraché et ce qui est déposé. S'il n'y a pas de sédiments qui arrivent de l'amont comme dans le cas de la bande E, l'érosion nette et l'exportation de sédiments sont équivalents. On a fait varier les paramètres autour de la référence (Clay Loam avec pluie 'G 11 juillet Q0' sur microrelief 6 %). La première colonne de la figure 6.11 donne les résultats pour différentes topographies, la deuxième colonne les résultats pour différentes pluies et la troisième colonne pour différents types de sol, les paramètres non modifiés étant gardés identiques à ceux de la référence.

#### 6.3.6.1 Le dépôt

Les graphes (a), (b) et (c) sur le dépôt nous enseignent que ce processus est très sensible aux trois facteurs testés que sont la topographie, la pluie et le type de sol. Le dépôt est très soutenu à mi-pente pour les deux parcelles avec rupture de pente avec un pic à 500 % pour la parcelle plan 2 % – 10 % soit environ  $13\text{ kg}$  alors qu'il est très faible sur la partie de pente à 10 % et qu'il s'abaisse vers l'aval de la parcelle tout en gardant des valeurs élevées comparativement aux autres topographies. Le graphe (d) met en évidence une érosion négative à mi-pente pour les parcelles plan 2 % – 10 % et microrelief 2 % – 10 % ce qui veut dire qu'il y a davantage de dépôt que d'érosion. Les parcelles plan 6 % et microrelief 10 % ont un dépôt assez uniforme et très faible de l'ordre de  $1\text{ kg}$ . Les parcelles microrelief 2 % et microrelief 6 % ont un dépôt relativement homogène et intermédiaire de l'ordre de  $3\text{ kg}$ .

Pour les trois pluies intenses G 11 juillet Q0, N 12 sept Q0 et N 12 sept-inv Q0, le dépôt a un comportement homogène. Il n'évolue pas beaucoup le long de la parcelle mais a une légère forme en cloche avec une baisse plus sensible vers l'exutoire qui peut être due à la présence de la rigole centrale. Le dépôt est plus important pour les pluies qui ruissellent le plus telles que N 12 sept Q0 et N 12 sept-inv Q0. Pour la pluie G 14 sept Q0, le dépôt a vraiment une forme en triangle. Il est très faible à l'amont car il y a très peu de ruissellement et très peu d'érosion dans cette zone comme le montre le graphe (e). Les quatre pluies avec injection de débit à l'amont sont toutes caractérisées par une alternance de dépôt forts et faibles. Le dépôt est d'abord très

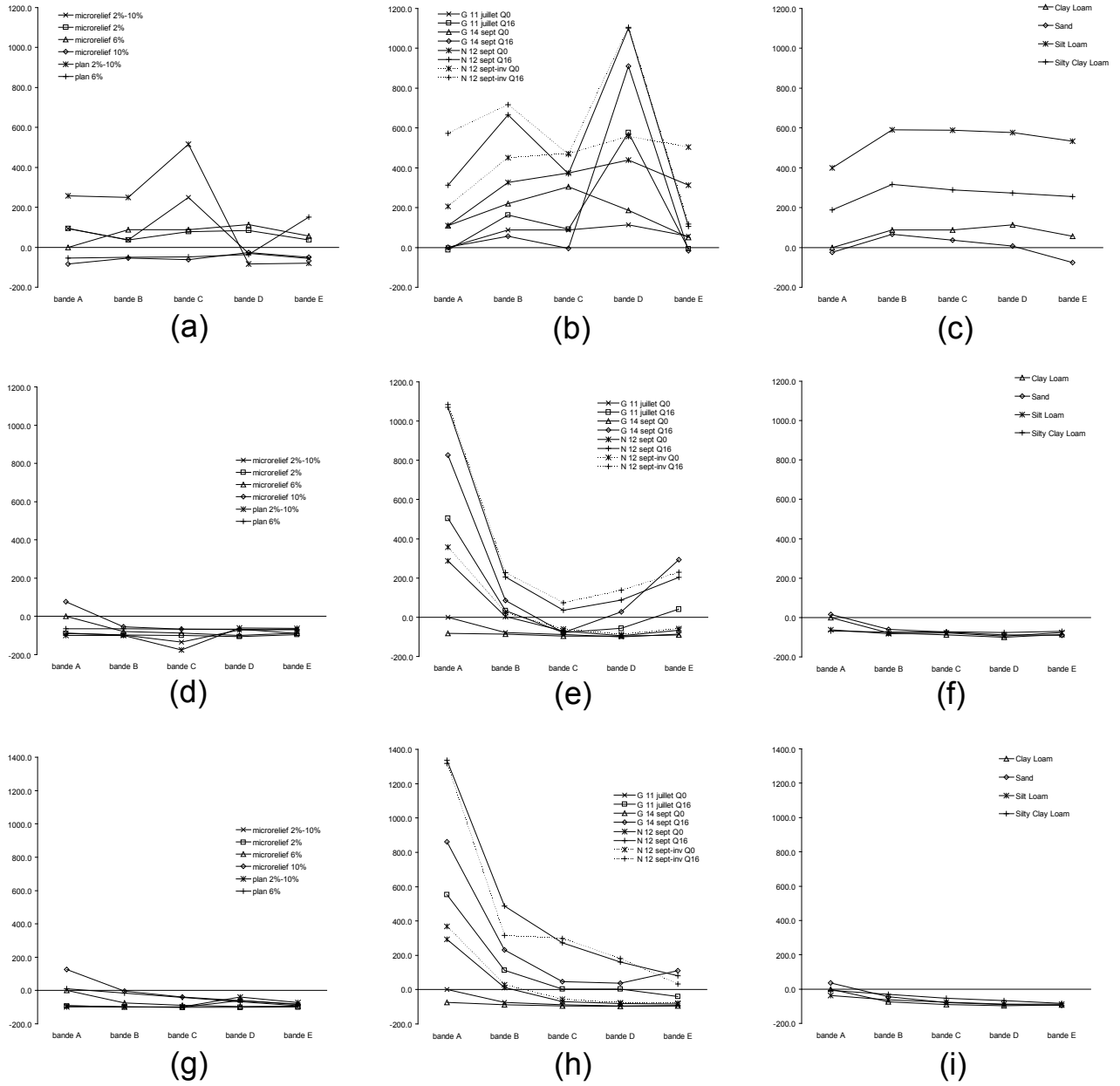


FIG. 6.11: Evolution des cumuls d'érosion sur les cinq bandes qui composent le versant de  $100\text{ m}^2$  : (a), (b) et (c) sont les masses cumulée de sédiments déposés ; (d), (e) et (f) sont les masses cumulée de sédiments érodés ; (g), (h) et (i) sont les masses cumulée de sédiments exportés. Les résultats sont des valeurs relatives calculées par rapport aux masses correspondantes de la bande A de la simulation de référence.

faible au niveau de la bande E, puis connaît un maximum au niveau de la bande D avec une augmentation jusqu'à plus de 1000 % par rapport à la référence soit environ 25 kg. Ensuite il y a une baisse plus ou moins marquée au niveau de la bande C suivi d'un pic secondaire plus ou moins franc aussi suivant les pluies sur la bande B et une baisse prononcée au niveau de l'exutoire. En terme d'érosion, c'est un peu l'inverse qui se produit pour ces quatre pluies avec injection de débit. Comme on peut le voir sur le graphe (e), l'érosion est forte sur la bande E car l'écoulement se charge en sédiments puis baisse au niveau des bandes D et C car il y a excès de sédiments par rapport à la capacité de transport et donc fort dépôt et augmente finalement vers l'exutoire grâce à l'efficacité de transport de l'écoulement concentré.

Les sols de type Silt Loam et Silty Clay Loam sont marqués par un fort dépôt tout au long de la parcelle, entre 300 et 600 % plus grand que la référence ce qui représente une masse de 7 à 14 kg. On observe quand même toujours une baisse du dépôt au niveau de la bande A. Les sols de type Sand et Clay Loam sont moins exposés au dépôt. Ces écarts entre les types de sol sont probablement dus à l'utilisation de la formule de capacité de transport de Govers USP qui est très sensible au diamètre. Avec la formule de Govers USP, plus le diamètre des sédiments est petit, plus la capacité de transport est grande. Les sols de type Silt Loam et Silty Clay Loam qui ont des  $D_{50}$  de 20 et 50  $\mu m$  respectivement donnent les masses exportées les plus grandes à la sortie des premières bandes comme le montre le graphe (i). Le fait que les dépôts sont forts indique une situation de limitation par le transport. Les masses de sédiments re-détachés par la pluie sont de l'ordre de grandeur des masses déposées. Il y a un système de dépôt/re-détachement par la pluie qui se met en place.

### 6.3.6.2 L'érosion et l'exportation de sédiments

Les graphes (d) à (i) nous montrent que l'érosion et l'exportation de sédiments se comportent de manière assez comparable. Dans la plupart des cas, l'érosion nette et l'exportation de sédiments augmentent progressivement de l'amont vers l'aval. Ceci s'explique par l'augmentation de l'efficacité du transport de particules par le ruissellement et l'apparition du processus d'arrachement de sol cohésif sous l'effet de l'accumulation et de la concentration du ruissellement à l'aval de la parcelle. Cependant certains cas ne répondent pas à ce comportement. Les parcelles avec rupture de pente connaissent une augmentation de l'érosion nette et de l'exportation de sédiments entre les bandes E et D puis une chute au niveau de la bande C. L'érosion nette est négative

au niveau de la rupture de pente sous l'effet du dépôt soutenu et l'exportation de sédiment tend vers zéro (graphes (d) et (g)). D'un autre côté, les pluies avec injection de débit présentent une diminution de l'érosion nette entre les bandes E et C avant une forte augmentation entre les bandes C et A. L'exportation de sédiments quant à elle est plus ou moins stable entre les bandes E et C et augmentent dans la même mesure que l'érosion nette entre les bandes C et A. Les processus d'arrachement par l'écoulement sont dominants dans ces situations comme le rappelle la figure 6.10 (b). On a donc une forte érosion à l'amont car l'eau injectée est non chargée puis un régime de limitation par le transport en milieu de parcelle avec du dépôt et enfin une reprise de l'érosion vers l'aval avec la concentration de l'écoulement. L'exportation de sédiments connaît une augmentation maximale de plus de 1000 % par rapport à la référence ce qui équivaut à une masse de l'ordre de 130 kg. Quand les conditions de pente et de débit sont réunies pour que le processus d'arrachement par l'écoulement de sol cohésif soit actif et que le régime n'est pas limité par le transport comme à l'aval de la parcelle entre les bandes B et A, l'exportation de sédiments peut suivre une augmentation de type exponentielle.

*Dans le cas des pluies sans injection de débit par l'amont, il semble qu'on puisse distinguer deux ou trois régimes d'érosion d'amont en aval. Au niveau de la bande E, le régime est limité par le transport car la pluie fournit beaucoup de sédiments. Au niveau des bandes D et C, le régime est limité par l'arrachement car on est toujours en dessous de la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement alors que le ruissellement gagne en intensité. Le dépôt est alors assez stable et l'érosion augmentent très progressivement avec la longueur de la pente. Au niveau des bandes B ou A, la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement peut être dépassée par la contrainte de cisaillement de l'écoulement car il y a concentration de l'écoulement dans la rigole centrale. Dans ce cas-là, le régime n'est plus limité par l'arrachement et le dépôt chute. L'érosion se met à augmenter substantiellement. Si on avait des parcelles plus grandes, il serait très probable que le dépôt augmente de nouveau à l'aval car le régime deviendrait limité par le transport après quelques mètres mais la longueur de nos parcelles n'est pas suffisante pour observer ce cas. En revanche en injectant un débit à l'amont, on se place dans de telles conditions, non pas directement au niveau de la bande E car on injecte de l'eau claire et que l'écoulement doit d'abord se charger en sédiments mais au niveau de la bande D. En effet après une forte érosion et un très faible dépôt au niveau de la bande E, l'érosion diminue au niveau de la bande D alors que le dépôt connaît un maximum. A l'aval, l'érosion augmente à nouveau car l'écoulement se concentre et gagne en capacité de transport mais il suffirait d'une rupture de pente pour que tout se dépose*

comme le montre la figure 6.8 pour les parcelles microrelief 2% – 10 % et plan 2% – 10 %. En somme, si on imagine que le versant est connecté à un ruisseau qui pourra transporter tous les sédiments qui s'y déversent, les masses de sédiments quittant le versant dépendront du débit et de la pente en pied de versant. Notre analyse fait abstraction du couvert végétal qui est un facteur supplémentaire pouvant accentuer le dépôt de matière en pied de versant.

### 6.3.7 Relations débit solide et taux d'exportation en fonction du débit à différentes échelles

On a choisi de représenter les relations entre débit solide et taux d'exportation en fonction du débit à différentes échelles. On a adopté la même démarche que dans les paragraphes précédents : on a fait varier les paramètres de part et d'autre de la référence (Clay Loam avec pluie 'G 11 juillet Q0' sur microrelief 6 %). La figure 6.12 donne les résultats pour les six topographies, la figure 6.13 pour les quatre types de sol, la figure 6.14 pour les quatre pluies sans injection de débit à l'amont et la figure 6.15 pour les quatre pluies avec injection de débit à l'amont. On n'a fait varier qu'un seul paramètre à la fois, tous les autres paramètres étant constants par rapport à la référence.

La figure 6.12 nous montre que la relation  $Q_s = f(Q)$  n'est pas unique. Elle est fonction de l'inclinaison de la pente, de la longueur de la pente et du microrelief. Plus la pente est inclinée, plus les débits solides augmentent rapidement en fonction du débit à tous les niveaux de la parcelle. Le débit seuil à partir duquel le débit solide se met à croître significativement a tendance à diminuer lorsque la pente augmente. Par exemple, en comparant les relations  $Q_s = f(Q)$  à l'exutoire des parcelles microrelief 2 %, microrelief 6 % et microrelief 10 %, on note que ce seuil se situe aux alentours de  $90 \text{ L min}^{-1}$  pour la parcelle microrelief 2 %, aux alentours de  $30 \text{ L min}^{-1}$  pour la parcelle microrelief 6 % et est quasi inexistant pour la parcelle microrelief 10 %. Ce seuil est dû à la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement et marque la fin du régime de limitation par l'arrachement. Plus la pente est forte, plus la contrainte de cisaillement de l'écoulement est forte à débit constant. Lorsque la pente vaut 10 %, il suffit d'un faible débit pour que la contrainte de cisaillement de l'écoulement dépasse la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement. Les relations  $Q_s = f(Q)$  évoluent en fonction de la longueur de la pente. Pour les parcelles avec microrelief, il semble y avoir deux types de relations : le débit solide augmente modérément en fonction du débit pour les longueurs de 4 à 16 m alors qu'il augmente beaucoup plus fortement

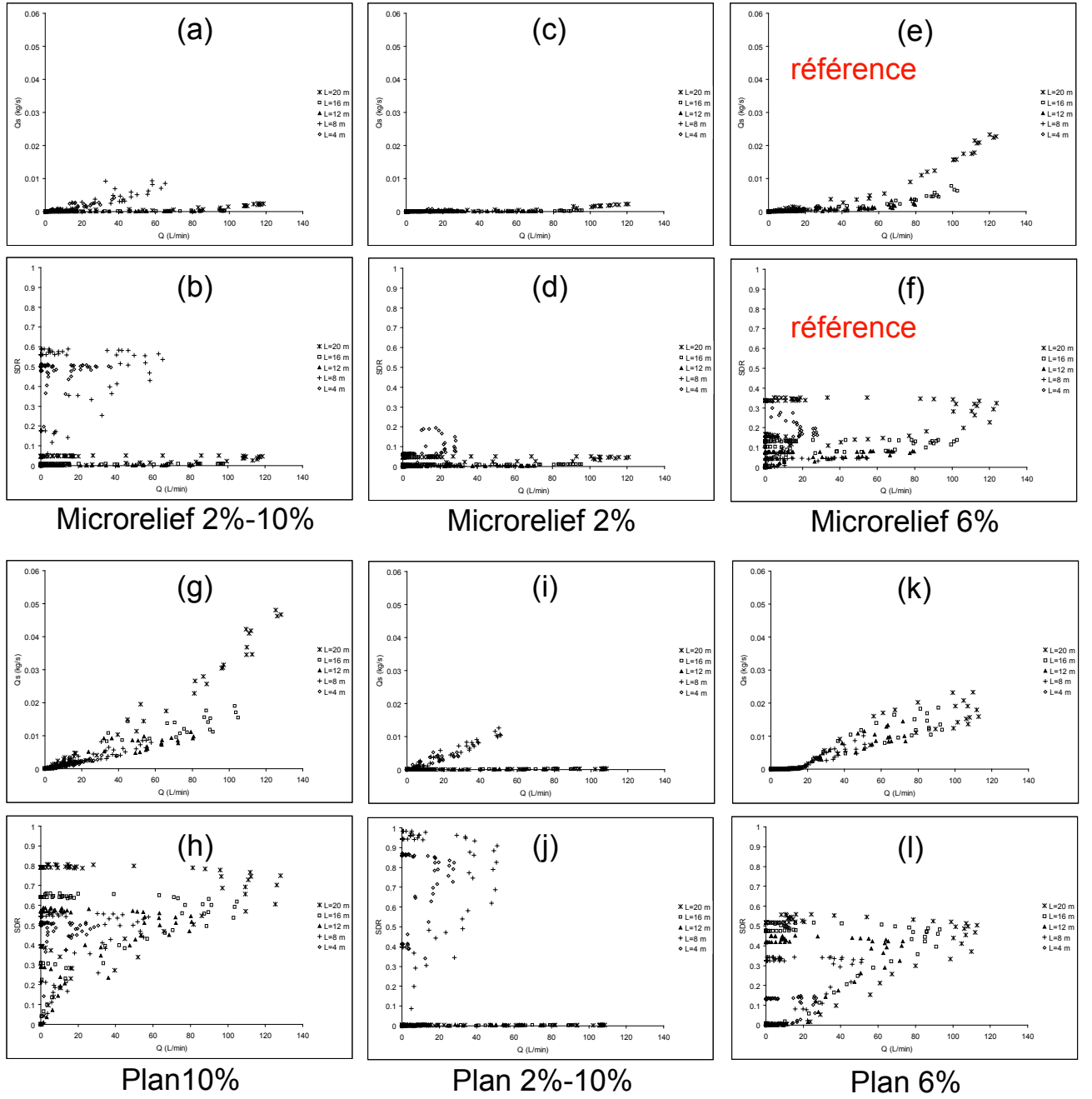


FIG. 6.12: Relations entre le débit solide et le débit (1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> ligne) et entre le taux d'exportation et le débit (2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> ligne) pour les 6 topographies testées dans cette étude

en fonction du débit pour la longueur de 20 m. La différence est due au changement de régime d'érosion évoqué précédemment qui est lié au rôle dominant que prend le processus d'arrachement par l'écoulement. Pour les parcelles planes, la relation  $Q_s = f(Q)$  est la même pour toutes les longueurs de pente mais l'arrachement de sol cohésif par l'écoulement n'est jamais activé ce qui signifie que le régime d'érosion ne change pas par rapport à l'amont. Les parcelles avec rupture de pente n'apportent pas d'information supplémentaire dans la mesure où leurs résultats peuvent être déduits de ceux de la parcelle à 10 % de pente pour les premiers 10 m et de ceux de la parcelle à 2 % de pente pour les derniers 10 m.

Le taux d'exportation noté SDR sur les graphes pour Sediment Delivery Ratio exprime l'efficacité avec laquelle les sédiments détachés ou re-détachés par la pluie et arrachés ou entraînés par l'écoulement sont exportés au-delà de la parcelle. On note sur la figure 6.12 que ce taux augmente généralement avec l'inclinaison de la pente de la parcelle et avec la longueur de la pente. Cependant il existe quelques exceptions comme pour les parcelles microrelief 2 % et microrelief 6 % où le SDR est élevé au niveau de la bande E avant de chuter au niveau de la bande D et d'augmenter ensuite progressivement avec la longueur de la pente. Ceci est probablement dû au régime d'érosion limité par le transport qui règne au niveau de la bande D alors que sur la bande E l'érosion est simplement limitée par l'efficacité des processus liés à la pluie. *A pente égale, les parcelles planes sont plus efficaces pour exporter les sédiments que les parcelles avec microrelief. Les dépôts sont aussi plus faibles comme on peut le voir sur le graphe (a) de la figure 6.11. Le SDR est très proche de 1 au bout de 8 m de longueur pour la surface plan 2 % – 10 % alors qu'il vaut 0.6 à la même longueur sur la parcelle microrelief 2 % – 10 %. L'explication la plus plausible est que l'absence de microrelief favorise le cheminement de l'écoulement vers l'aval et limite le dépôt. La rugosité est moindre.*

Sur la figure 6.13, on constate que la relation  $Q_s = f(Q)$  est aussi fonction du type de sol. Les courbes du débit solide en fonction du débit augmentent le plus vite pour le Sand, suivi du Clay Loam, du Silty Clay Loam et du Silt Loam. Le seuil qui est bien marqué pour le Clay Loam n'est pas aussi présent pour les autres types de sol. Le seuil se situe aux alentours de  $20 L min^{-1}$  pour le Silty Clay Loam et le Silt Loam et n'existe pas pour le Sand. Ce seuil n'est donc pas uniquement dû à la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement comme on l'a évoqué plus haut sinon il serait beaucoup plus prononcé pour le Silty Clay Loam et le Silt Loam. Ces deux sols ont en effet les valeurs de  $\tau_{sol}$  les plus grandes avec respectivement 5 et 6 Pa. Si ces sols

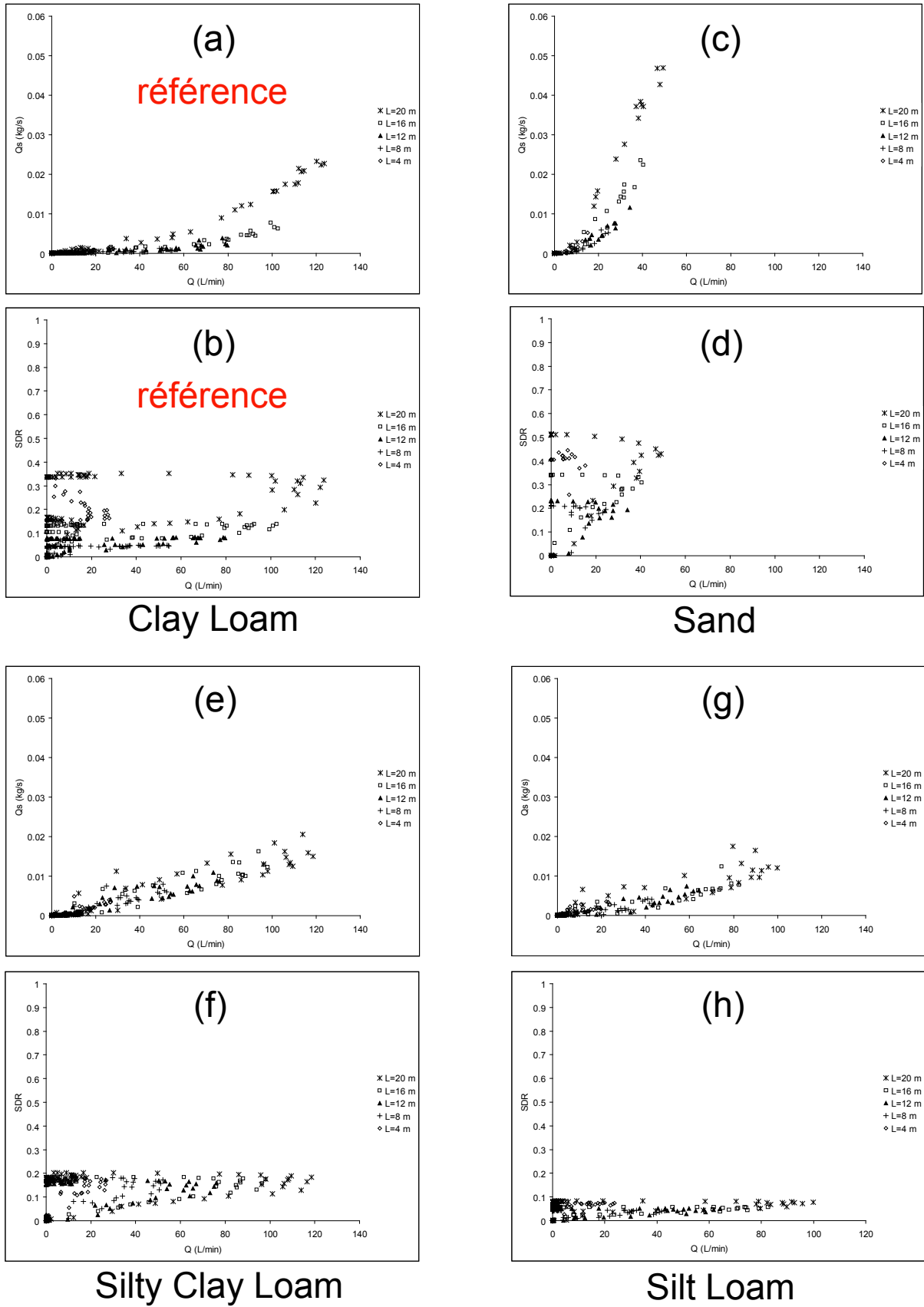
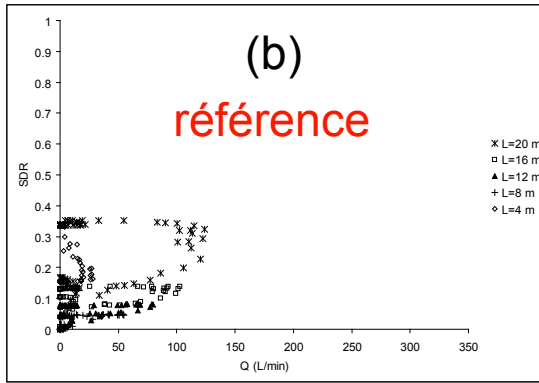
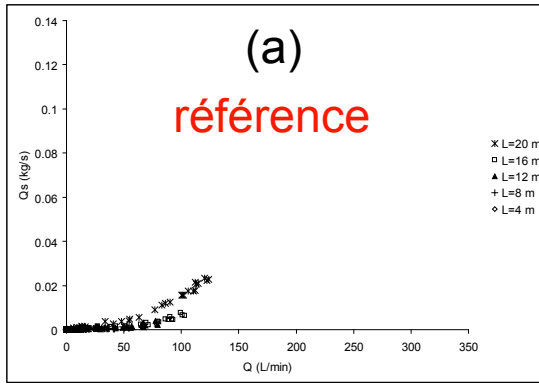


FIG. 6.13: Relations entre le débit solide et le débit (1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> ligne) et entre le taux d'exportation et le débit (2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> ligne) pour les 4 types de sol testés dans cette étude

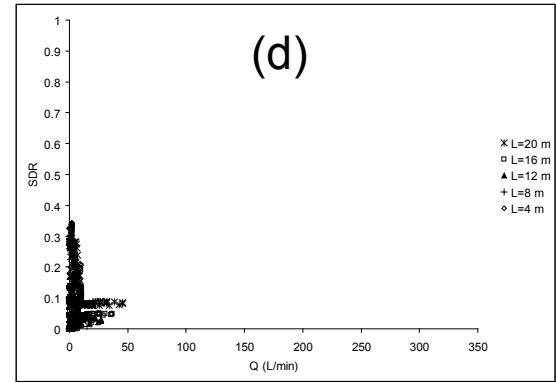
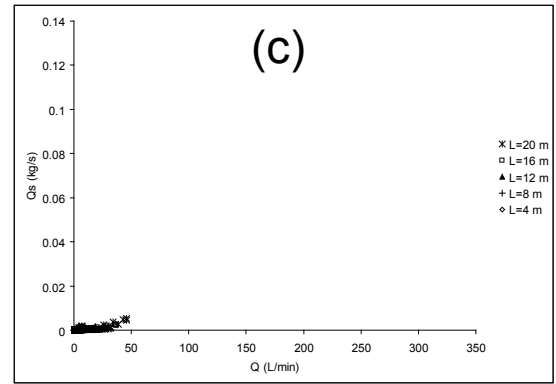


n'ont pas de seuil marqué, c'est probablement parce qu'ils sont constitués de sédiments fins.  $D_{50}$  vaut  $20\ \mu m$  pour le Silty Clay Loam et  $50\ \mu m$  pour le Silt Loam. Le ruissellement qui se produit sur ces sols a une capacité de transport importante même pour de faibles débits. Le processus d'arrachement par l'écoulement n'est jamais activé pour ces deux sols quelque soit la longueur de la pente comme le montre la figure 6.10 (c). La pluie fournit la quasi totalité des sédiments érodés. C'est la raison pour laquelle il existe une seule relation  $Q_s = f(Q)$  par type de sol quelque soit la longueur de la pente. En revanche les taux d'exportation sont inférieurs à 0.2 pour ces deux sols alors qu'ils s'élèvent jusqu'à 0.35 pour le Clay Loam et 0.5 pour le Sand. Ceci est dû au fait que les sources de sédiments sont réparties sur toute la parcelle et non principalement vers l'exutoire comme pour le Sand et le Clay Loam (voir figure 6.11 graphe (f)). *Le Sand et le Clay Loam présentent chacun deux types de relations  $Q_s = f(Q)$  : une relation pour la longueur  $L = 20\ m$  avec le débit solide qui augmente très vite en fonction du débit et une autre relation plus douce pour toutes les autres longueurs.* La différence est due au rôle dominant que prend le processus d'arrachement par l'écoulement vers l'aval de la parcelle. Si on analyse les courbes  $C = f(Q)$  présentées sur la figure C.2 de l'annexe C pour ces quatre types de sol et toutes les longueurs de pente, on s'aperçoit que les sols de type Silty Clay Loam et Silt Loam sont caractérisés par des courbes aplaties pour toutes les longueurs de pente alors que pour le Sand et le Clay Loam, les concentrations croissent avec les débits à partir de  $L = 8\ m$  et  $L = 12\ m$  respectivement. *Pour le Silty Clay Loam et le Silt Loam, le régime est donc limité par le transport en tout point de la parcelle. Pour le Sand et le Clay Loam le régime n'est pas limité ni par le transport, ni par l'arrachement sur la deuxième moitié de la parcelle.* Les autres courbes  $C = f(Q)$  pour les différentes topographies, les quatre pluies seules et les quatre pluies avec injection de débit à l'amont sont données dans l'annexe C (figures C.1, C.3 et C.4).

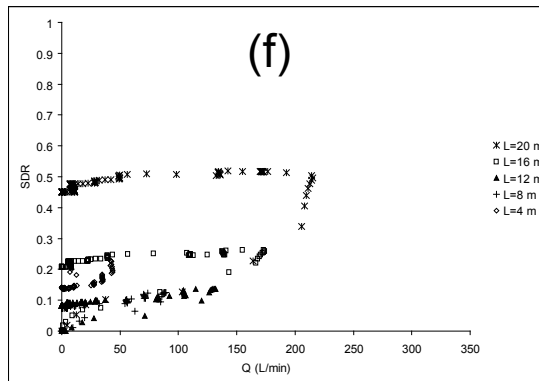
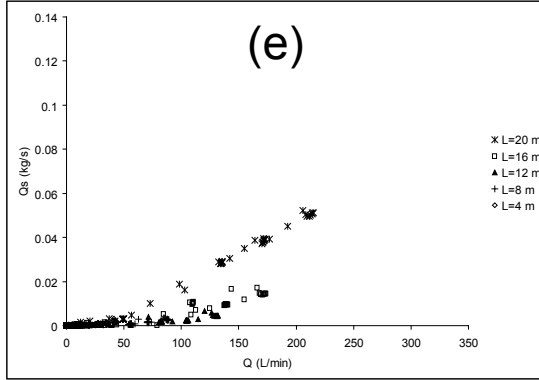
Les figures 6.14 et 6.15 nous montrent que la relation  $Q_s = f(Q)$  ne dépend pas de la pluie. On retrouve bien deux types de relation  $Q_s = f(Q)$  selon la longueur de la pente comme on l'a vu auparavant. Il semble que quelque soit la pluie, ces relations soient identiques. On pourrait aligner toutes ces courbes sur un seul graphe. On constate par contre que les pluies avec injection de débit à l'amont ont des taux d'exportations plus grands. Elles sont plus efficaces pour exporter les sédiments érodés car le ruissellement est mieux organisé avec des connections directes entre l'amont et l'aval de la parcelle comme le montre le schéma (a) de la figure 6.16.



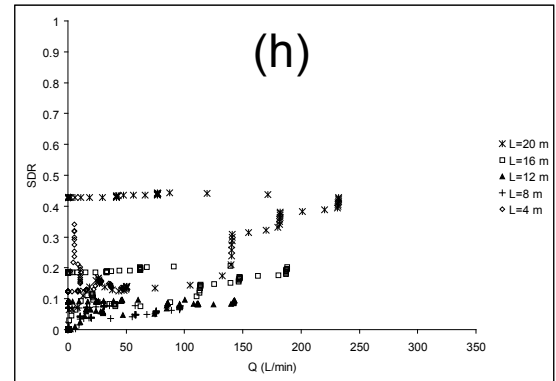
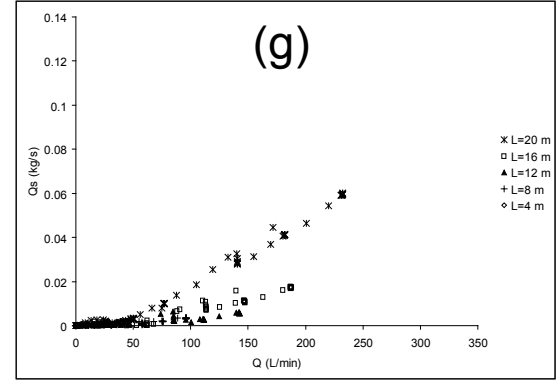
G 11 juillet Q0



G 14 sept Q0



N 12 sept Q0



N 12 sept-inv Q0

FIG. 6.14: Relations entre le débit solide et le débit (1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> ligne) et entre le taux d'exportation et le débit (2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> ligne) pour les 4 pluies sans injection de débit à l'amont

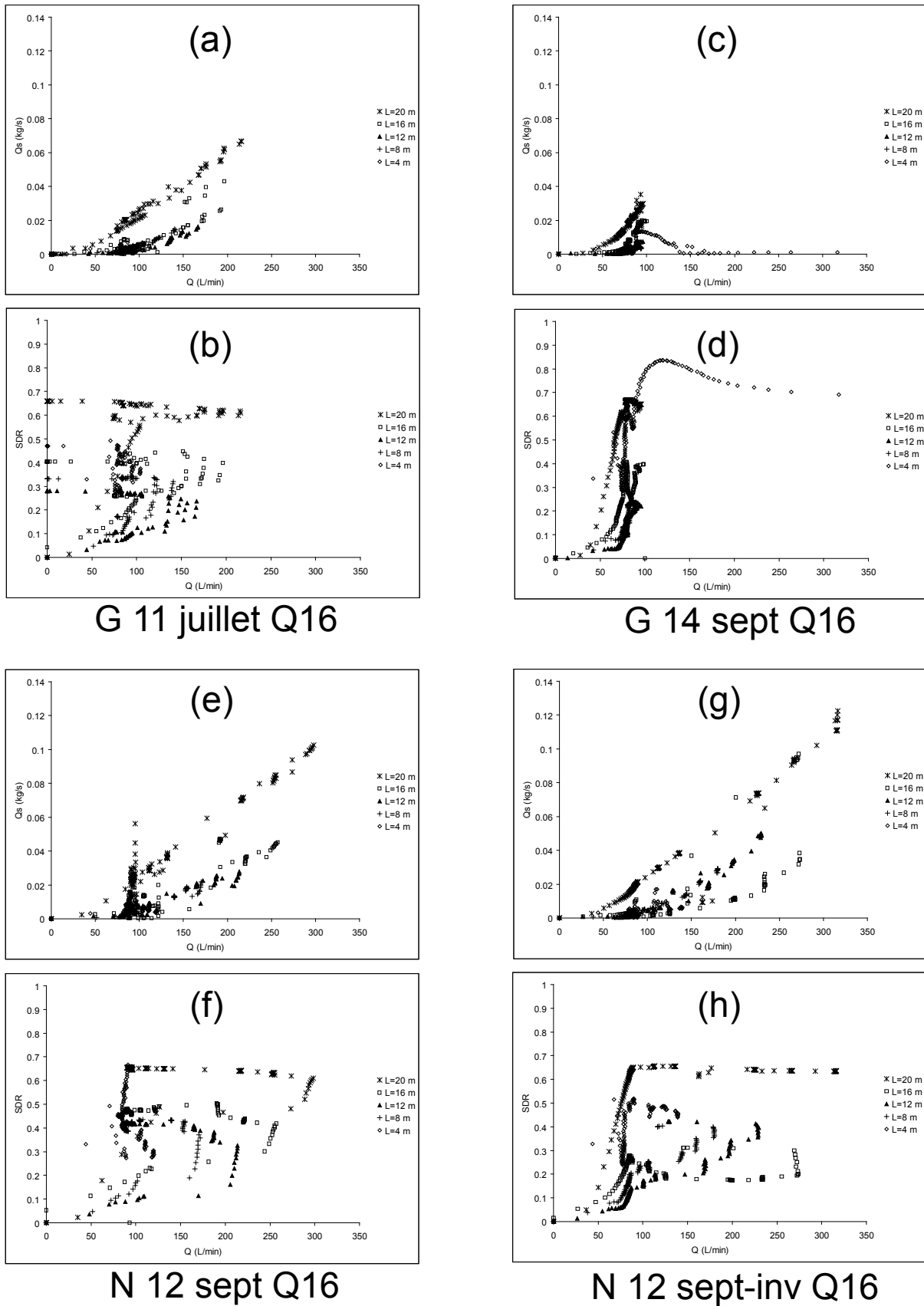


FIG. 6.15: Relations entre le débit solide et le débit (1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> ligne) et entre le taux d'exportation et le débit (2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> ligne) pour les 4 pluies avec injection de débit à l'amont

### 6.3.8 La distribution spatiale du ruissellement et de l'érosion

Les figures 6.16 et 6.17 présentent les cartes de lame d'eau et d'érosion en fin de simulation au moment du maximum de crue pour la simulation de référence et quatre autres cas pour lesquels un seul paramètre est modifié par rapport à ceux de la référence. A gauche on a appliqué le microrelief 2 % – 10 %, à droite le microrelief 10 %, en haut la pluie N 12 sept-inv Q16 et en bas le sol de type Silt Loam.

La distribution de l'écoulement sur la surface est conditionnée à la fois par la pente, l'injection de débit par l'amont et l'interaction avec les processus d'érosion. Les lames d'eau sont comprises entre 0 et 2 cm. L'épaisseur d'eau la plus grande est obtenue pour la simulation avec la pluie N 12 sept-inv Q16 (a) en pied de parcelle du fait des fortes capacités de l'écoulement à creuser la rigole. Pour cette simulation, l'écoulement se crée un réseau de drainage continu depuis l'amont vers l'aval assurant une bonne exportation des sédiments arrachés en haut de parcelle. On trouve aussi des lames d'eau de l'ordre de 2 cm après la rupture de pente sur la parcelle avec microrelief 2 % – 10 %. L'écoulement est freiné subitement au niveau de la rupture de pente et l'eau s'accumule juste après. Les parcelles avec microrelief 6 % et microrelief 10 % ont des cartes de ruissellement assez proches. Enfin la simulation avec le Silt Loam (d) est celle qui donne le moins de ruissellement et les lames d'eau les plus faibles. C'est aussi une des raisons pour lesquelles l'arrachement par l'écoulement n'est pas activé sur cette parcelle.

L'érosion en rigole n'apparaît que sur la simulation de référence, la simulation avec la pluie N 12 sept-inv Q16 (a) et la simulation avec le microrelief 10 % (c). De plus cette érosion est localisée à l'aval de la rigole. Cela nous rappelle donc qu'il faut des conditions bien particulières pour que les rigoles se développent :

- une pente assez forte
- un écoulement concentré et un débit conséquent
- une longueur de pente suffisante

L'érosion est très faible sur l'ensemble de la parcelle pour le sol de type Silt Loam car l'arrachement par l'écoulement n'est pas activé. La rigole la plus creusée se présente pour la simulation avec la pluie N 12 sept-inv Q16 (a). L'écoulement a creusé jusqu'à plus de 4 mm et a fini par déstabiliser le modèle avant la fin de la simulation. La simulation avec le microrelief 2 % – 10 % a occasionné des amas de dépôts à l'aval de la rupture de pente. Au-delà l'érosion est très limitée

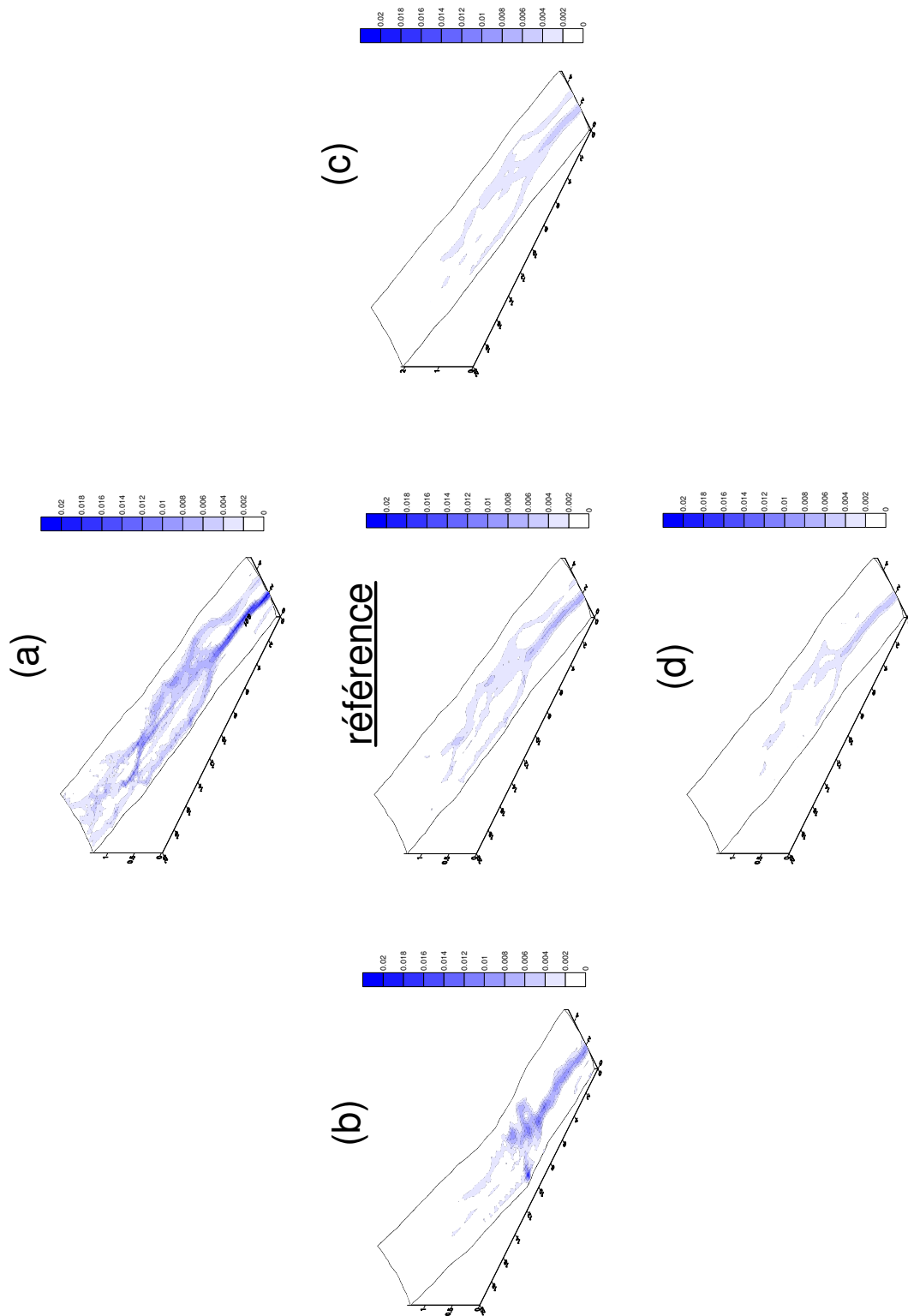


FIG. 6.16: Cartes des lames d'eau au pic de crue. La référence est située au centre. On a aussi appliqué : (a) la pluie N 12 sept-inv Q16, (b) le microrelief 2 % – 10 %, (c) le microrelief 10 % et (d) le sol de type Silt Loam, tous les autres paramètres étant les mêmes que ceux de la référence. Les grandeurs sont exprimées en  $m$ .

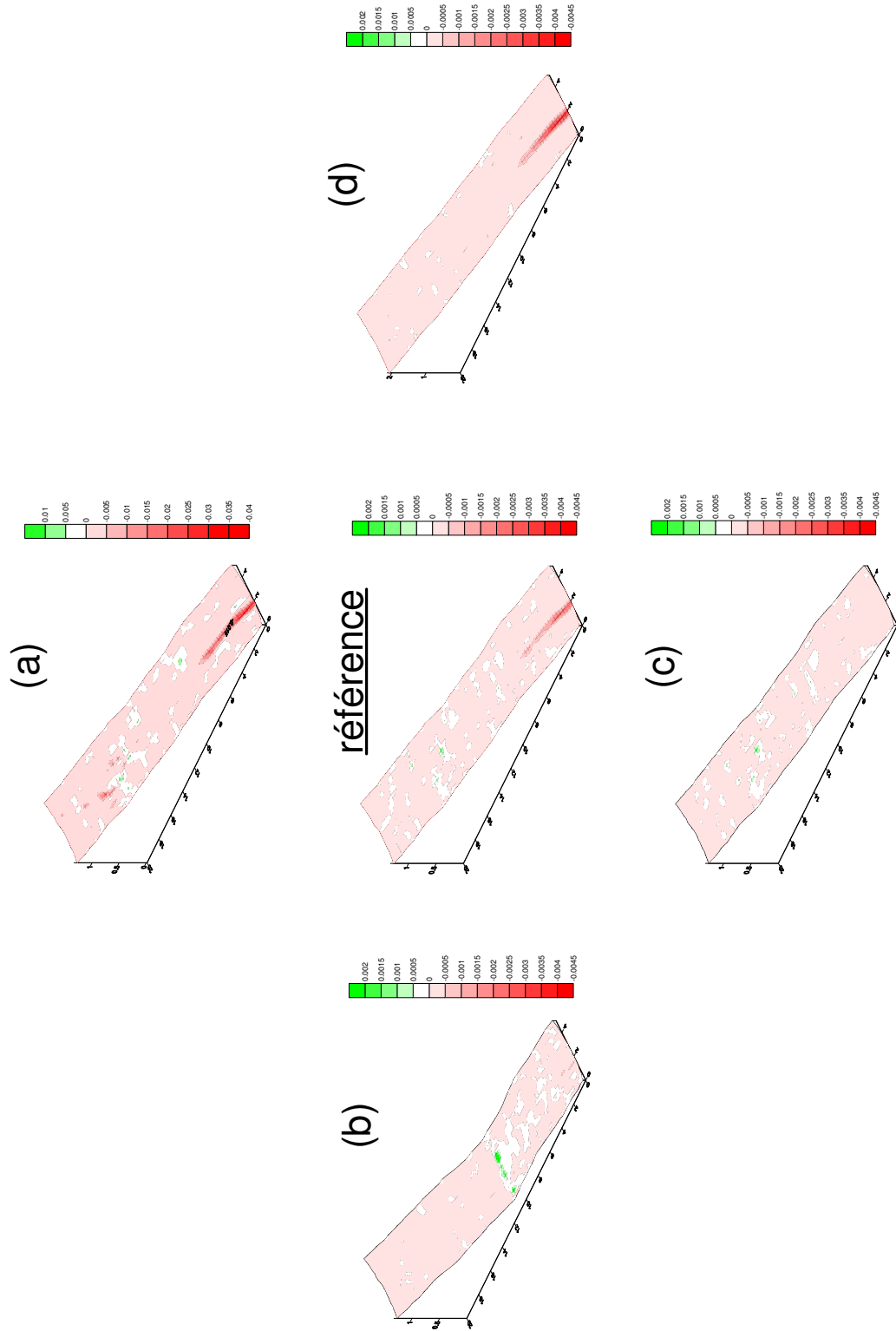


FIG. 6.17: Cartes d'érosion à la fin des simulations. La référence est située au centre. On a aussi appliqué : (a) la pluie N 12 sept-inv Q16, (b) le microrelief 2 % – 10 %, (c) le microrelief 10 % et (d) le sol de type Silt Loam, tous les autres paramètres étant les mêmes que ceux de la référence. L'érosion apparaît en rouge et le dépôt en vert. Les grandeurs sont exprimées en  $m$ . L'échelle est différente des autres pour le cas (a).

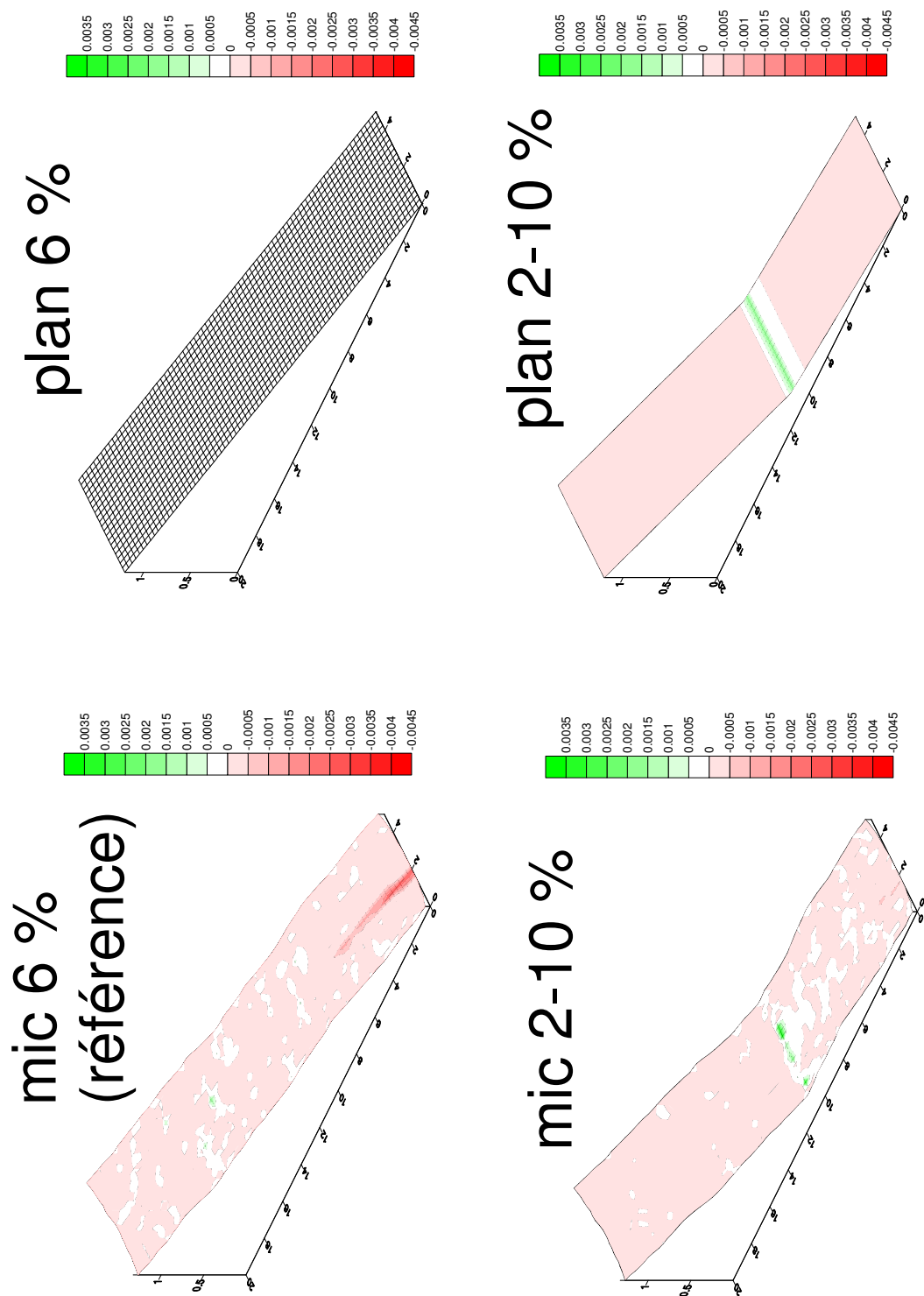


FIG. 6.18: Comparaison des cartes d'érosion à la fin des simulations pour les parcelles planes et avec microrelief. La référence est située en haut à gauche. En haut à droite on a appliqué le plan 6 %, en bas à gauche le microrelief 2 % - 10 % et en bas à droite le plan 2 % - 10 %, tous les autres paramètres étant les mêmes que ceux de la référence. L'érosion apparaît en rouge et le dépôt en vert. Les grandeurs sont exprimées en  $m$ .

par rapport aux parcelles avec microrelief 6 % et microrelief 10 %. La rupture de pente joue bien son rôle de frein à l'exportation de sédiments.

On a voulu comparer spécifiquement le rôle du microrelief sur la distribution de l'érosion. La figure 6.18 présente les cartes d'érosion en fin de simulation pour la simulation de référence, le plan 6 %, la parcelle microrelief 2 % – 10 % et le plan 2 % – 10 %. Dans chaque cas un seul paramètre est modifié par rapport à la référence. Pour la parcelle plan 6 %, on constate que l'érosion est répartie uniformément sur toute la surface si bien que l'épaisseur érodée est insignifiante. Au contraire, pour la parcelle microrelief 6 %, on a alternance de zones d'érosion et de dépôt et une rigole marquée à l'aval. *Les masses cumulées de sédiments exportés ne sont pas très différentes pour ces deux parcelles comme le montre la figure 6.6 (a). Cependant les processus d'érosion dominants et les zones sources de sédiments sont bien distincts comme on peut le voir sur la figure 6.10 (a).* Pour les parcelles avec rupture de pente, les différences sont moins flagrantes. On retrouve bien la zone de dépôt localisée juste après la rupture de pente dans les deux cas. Avec la concentration de l'écoulement sur la partie inférieure de la parcelle microrelief 2 % – 10 %, l'arrachement par l'écoulement de sol cohésif est juste initié en pied de parcelle. Une fois encore, du point de vue des cumuls de pertes en sol, les différences entre les deux parcelles sont minimales comme le montre la figure 6.6 (a).

## 6.4 Conclusion

Une expérience numérique a été réalisée en prenant en compte des scénarios vraisemblables pour simuler l'érosion sur une surface de  $100\text{ m}^2$  (20 m de long par 5 m de large). Six parcelles avec des topographies variées ont été testées avec deux pluies de climat tempéré et deux pluies de climat méditerranéen, deux conditions d'injection de débit à l'amont des parcelles et quatre profils de sol établis en utilisant les résultats des chapitres 3 et 4. Au total, 192 simulations ont été réalisées.

L'analyse des cumuls à l'exutoire de la surface de  $100\text{ m}^2$  montre que les volumes ruisselés sont sensibles à l'intensité de la pluie plus qu'au cumul, aux caractéristiques d'infiltration du sol et à la distribution temporelle de la pluie. Au niveau des pertes en sol, les facteurs les plus sensibles sont l'intensité du ruissellement lié à l'intensité de la pluie, la pente, la faible résistance au cisaillement du sol et l'injection de débit à l'entrée de la parcelle qui représente la contribution en ruissellement



de surfaces situées à l'amont. Lorsque le processus d'arrachement par l'écoulement est activé, des rigoles se forment et les pertes en sol sont décuplées. Les sols avec une contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sol cohésif élevée tels que le Silty Clay Loam et le Silt Loam sont relativement épargnés par les fortes pertes en sol car l'arrachement n'est presque jamais actif sauf sur les pentes les plus fortes. La pente et l'intensité de la pluie ou alternativement la pente et la contribution du versant sont des facteurs susceptibles de mettre en route l'arrachement par l'écoulement qui est la source d'érosion la plus efficace.

Les sources d'érosion dominantes sont en faveur des processus liés à la pluie sur une grande partie amont de la surface et basculent rapidement en faveur des processus liés à l'écoulement à l'aval de la surface dès que les conditions permettent l'apparition de l'arrachement par l'écoulement. Les débits solides et les taux d'exportation augmentent avec la superficie de la surface drainée. Le taux d'exportation connaît toutefois souvent un maximum à l'amont de la parcelle avant de chuter puis d'augmenter à nouveau progressivement en allant vers l'aval. Les régimes d'érosion sont généralement limités par le transport voire non limités mais rarement limités par l'arrachement ou le détachement. Les ruptures de pente provoquent un dépôt massif de sédiments et de faibles pertes en sol à l'exutoire de la surface de  $100\text{ m}^2$ . Les différences entre parcelle plane et parcelle avec microrelief de pente moyenne égale sont peu significatives du point de vue des cumuls de ruissellement et de pertes en sol à l'exutoire mais la dynamique des processus à l'intérieur de la surface est très différente. Globalement les surfaces planes favorisent l'exportation des sédiments vers l'aval en limitant le dépôt à l'intérieur du versant mais empêchent l'apparition de l'arrachement par l'écoulement car le ruissellement ne se concentre pas.

# Conclusion générale

## et perspectives

### Introduction

L'érosion a été étudiée à ce jour par des scientifiques de différents horizons tels que des géomorphologues, des agronomes, des hydrologues, des hydrauliciens et des mécaniciens des fluides. Chaque communauté de chercheurs a abordé l'érosion selon son propre point de vue, son échelle de travail, apportant avec elle son savoir faire et son approche. Cela a conduit à une connaissance riche et diversifiée de l'érosion mais aussi morcelée et qui manque globalement de cohérence. De nombreuses données expérimentales ont été recueillies sur le terrain et en laboratoire. Ces données ont permis d'appréhender et de distinguer les processus de l'érosion hydrique. Elles ont servi de base au développement des modèles tant au niveau de la conceptualisation que de la paramétrisation des formules d'érosion. Cependant, à ce jour, les modèles d'érosion à l'échelle du versant et du petit bassin versant ne parviennent pas bien à reproduire les pertes en sol. Ce résultat est probablement imputable à différents facteurs :

- l'érosion est un phénomène complexe du fait de l'hétérogénéité des supports sur lesquels il se produit.
- l'érosion est à l'interface entre plusieurs milieux : l'eau, le sol, les sédiments, le couvert végétal.
- les connaissances sur l'hydraulique du ruissellement et l'érosion ont des bases fragiles en mécanique et en physique.
- l'érosion a souvent été abordée sans une étude approfondie de l'hydrologie.

- les connaissances acquises par les diverses communautés de chercheurs n'ont pas encore été bien reliées. Il existe des interstices importants dus à des différences d'échelle de travail ou un manque de concertation.

Tous ces éléments montrent que la recherche sur l'érosion hydrique en est à ses débuts. Beaucoup d'études sont encore nécessaires pour combler les lacunes mentionnées ci-dessus. Cette thèse a pour objectif de contribuer à lever certaines de ces ambiguïtés.

## L'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle

Le premier chapitre est un état de l'art sur les processus de l'érosion hydrique à l'échelle du versant. Il rassemble les études les plus variées possible sur le sujet, aussi bien théoriques qu'expérimentales et présente les mécanismes selon une approche physique. La désagrégation, la mise en mouvement et le transfert par l'impact des gouttes de pluie sont abordés succinctement au début du chapitre mais ne font pas l'objet d'une discussion approfondie dans le reste de la thèse. L'étude se concentre sur l'hydraulique du ruissellement, l'entraînement et l'arrachement par l'écoulement, le transport, la sédimentation et la sélectivité granulométrique associée à ces processus. On montre que l'hydraulique du ruissellement a souvent été décrit en s'inspirant de la théorie des écoulements en conduite fermée. Dans le cas du ruissellement, cette approche n'est valable que lorsque l'écoulement inonde largement la rugosité et que cette dernière est homogène. Elle n'est pas appropriée pour les écoulements à très faible lame d'eau ou les écoulements sur des surface érodables quand l'interaction entre ruissellement et érosion est importante. L'action mécanique de l'écoulement met en mouvement des particules non cohésives lorsque la contrainte de cisaillement au niveau du fond dépasse la contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement calculée à partir du critère de Shields. Pour un sol cohésif, l'énergie nécessaire pour arracher des particules est beaucoup plus importante. Elle est caractérisée par la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sol cohésif. Certaines études ont tenté de relier cette grandeur à la résistance du sol au cisaillement qui est mesurable in situ. Les particules érodées par l'action de la pluie ou de l'écoulement sont transportées selon deux modes de transport principaux que sont la suspension et le charriage par le biais de trois agents de transport que sont l'impact des gouttes de pluie (ST : Splash Transport), le ruissellement (FT : Flow Transport) et la combinaison des deux agents précédents (RIFT : Rainfall Induced Flow Transport). Dans le cas du transport en suspension, on a équilibre entre les forces de gravité et les forces de remise en suspension dues à

la turbulence. Cet état est caractérisé par le profil de Rouse et le nombre de Rouse. Dans le cas du charriage, les forces de gravité dominant et les particules sont en contact intermittent avec le fond. Les particules fines en suspension sédimentent difficilement et sont transportées très loin. Les particules grossières sont déposées et piégées plus facilement sur le versant avant d'atteindre l'exutoire. Cependant la distribution granulométrique des flux de sédiments exportés dépend de la composition du sol initial et notamment de la proportion et de la taille des agrégats. La distribution granulométrique non dispersée d'un sol est en général plus riche en éléments grossiers que celle de la matrice de sol. Les agrégats sont moins denses que les particules élémentaires. Ils incorporent des éléments plus fins tels que les argiles et les limons. Ils peuvent conduire à la sédimentation des argiles quand ils sont déposés.

## La modélisation distribuée à base physique du ruissellement et de l'érosion hydrique

Dans le deuxième chapitre, le modèle développé au cours de cette thèse est présenté. PSEM\_2D est un modèle distribué à base physique du ruissellement et de l'érosion à l'échelle de la parcelle. L'infiltration est calculée à l'aide du modèle de Green et Ampt, le ruissellement est calculé en résolvant les équations de Saint-Venant à deux dimensions et l'érosion est calculée à partir de l'équation de conservation de la masse des sédiments en suspension. Deux approches sont retenues pour le transport : le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement par l'écoulement et de transport issu du modèle WEPP (*Foster et al., 1995*) et un modèle de dépôt continu proche de celui proposé par *Hairsine and Rose (1992a)*. Dans le premier cas, la détermination d'une capacité de transport est nécessaire. Quatre formules sont disponibles dans le modèle. La formation d'une couche de sédiments non-cohésifs qui résulte de la désagrégation par l'impact des gouttes de pluie et la sédimentation est prise en compte dans le modèle. Les processus d'érosion impliqués sont le détachement par la pluie et l'arrachement par l'écoulement de particules de sol cohésif, le redétachement par la pluie et l'entraînement par l'écoulement de particules issues de la couche non-cohésive et le dépôt. Le modèle utilise une seule classe granulométrique pour représenter les particules érodées. Des événements pluvieux complexes sur des surfaces avec microrelief peuvent être simulés. Les premières évaluations du modèle sont présentées. Certaines concernent l'hydraulique, d'autres portent sur l'érosion sur des surfaces planes avec des données

de la littérature. Un bon accord est trouvé entre les résultats du modèle et les données observées. Une analyse de sensibilité est aussi effectuée. Elle met en évidence le rôle de l'écoulement comme source active d'érosion et comme vecteur de particules vers l'aval. Finalement une application sur une surface de  $75\text{ m}^2$  avec microtopographie illustre la distribution spatiale du ruissellement et de l'érosion.

## L'érosion en rigole : Analyse de données expérimentales

Dans le troisième chapitre on analyse des données expérimentales issues de la base de données WEPP (*Elliot et al.*, 1989). Les résultats correspondants à six sols de différentes textures sont sélectionnés. On examine les distributions granulométriques des agrégats exportés, l'hydraulique du ruissellement et les débits solides à la sortie des rigoles. On constate une différence de comportement entre les sols cohésifs et les sols non-cohésifs. Les premiers sont érodés à la fois en tant que particules élémentaires et agrégats et les seconds en tant que particules élémentaires seulement. De plus on montre que la composition granulométrique des sédiments exportés peut être reliée à la texture du sol d'origine. Au niveau de l'hydraulique, les écoulements sur les sols cohésifs sont caractérisés par des coefficients de frottement forts et des vitesses faibles. Au contraire pour les sols non cohésifs, les coefficients de frottements sont faibles et les vitesses élevées. L'hydraulique des écoulements dans les rigoles érodables ne peut être décrit par la théorie des écoulements en conduite fermée. En ce qui concerne l'érosion dans les rigoles de  $9\text{ m}$  de long, les régimes sont limités par le transport pour les sols non-cohésifs, alors qu'ils sont limités soit par le transport soit par l'arrachement pour les sols cohésifs.

## L'érosion en rigole : Expériences numériques

Le quatrième chapitre est destiné à l'évaluation du modèle PSEM\_2D dans les conditions d'érosion concentrée. Les expériences en rigoles de *Elliot et al.* (1989) sont reproduites avec le modèle pour cinq des six sols sélectionnés dans la première partie du chapitre. Le modèle de couplage au premier ordre des termes d'arrachement et de transport est utilisé et quatre formules de capacité de transport sont testées : formule de Yalin, formule de Low, formule de Govers à base de Unit Stream Power (Govers USP) et formule de Govers à base d'Effective Stream Power

(Govers ESP). Les paramètres d'infiltration et les coefficients de frottement sont d'abord calés. Les paramètres d'érosion sont pris dans la base de données WEPP et ne sont pas ajustés. Le calage de l'hydraulique se fait d'ailleurs en calculant l'érosion. En ce qui concerne l'érosion, les résultats du modèle sont ensuite comparés aux valeurs expérimentales. La formule de Govers USP donnent les résultats les plus prometteurs pour les sols cohésifs. Les formules de Low et de Govers ESP qui ont été développées originalement pour le charriage donnent des résultats satisfaisants pour les sols non-cohésifs. On s'intéresse ensuite aux profils d'arrachement et de dépôt le long des rigoles simulées par le modèle avec les paramétrisations de l'érosion empruntées à la base de données WEPP. On se limite à l'étude de trois cas : un sol non-cohésif et deux sols cohésifs. Sur le sol non-cohésif, le régime est limité par le transport au bout de quelques mètres seulement. Sur l'un des sols cohésifs, le régime d'érosion est limité par l'arrachement sur toute la longueur de la rigole. Sur l'autre sol cohésif, le régime est limité par l'arrachement à l'amont de la rigole et limité par le transport à l'aval. On voit donc que le modèle reproduit bien les mécanismes qui contrôlent l'érosion dans les rigoles. Le fait que certaines simulations s'arrêtent prématurément tient à la forte interaction entre l'hydraulique et l'érosion dans ces rigoles. Des chocs numériques se produisent quand l'écoulement devient subcritique sur une portion et supercritique sur une autre portion de la rigole.

## Etude expérimentale du transport solide dans un canal

Le cinquième chapitre est dédié à une étude expérimentale sur le transport solide dans un canal de 3 m de long et 0.1 m de large précédé d'un tronçon de 1 m de long avec une forte pente pour assurer le brassage latéral des particules grossières injectées à l'entrée. Les objectifs de l'étude sont de tester l'influence de la densité des particules grossières sur le transport, d'observer différents modes de transport en fonction des conditions hydrauliques et des propriétés physiques des particules, de tester l'influence d'une concentration en éléments fins en suspension sur le transport des particules grossières et de mesurer la vitesse des particules grossières en vue de mieux paramétrer la modélisation du transport par charriage et par suspension dans le ruissellement. Les particules grossières choisies pour le transport par charriage sont la brique pilée et le sable. La brique pilée joue le rôle des agrégats et le sable représente des particules élémentaires de même taille mais plus denses. La kaolinite est un type d'argile transportée en suspension dans l'écoulement. Les propriétés physiques des particules grossières sont d'abord déterminées expérimentalement. On

montre qu'un écart de 8 % sur la densité des particules est associé à une différence de 30 % sur les vitesses de chute. Une première expérience sur le charriage des particules grossières avec de l'eau claire met en évidence qu'à débits identiques, les capacités de transport du sable sont 25 à 40 % inférieures à celles de la brique pilée. Une deuxième expérience mettant en jeu le charriage des particules de brique pilée par un fluide chargé en kaolinite en suspension ne révèle pas de différence marquée par rapport aux résultats précédents avec de l'eau claire. Les capacités de transport de particules de brique pilée sont presque inchangées. Cependant les concentrations en kaolinite sont faibles pour du ruissellement et les résultats ne doivent pas être généralisés avant de faire d'autres tests avec des concentrations plus fortes. Les vitesses moyennes de déplacement des grains de sable et de brique pilée sont de l'ordre de 30 % inférieures aux vitesses moyennes de l'écoulement. Une comparaison avec les résultats obtenus avec le modèle de dépôt continu et les estimations données par les formules de capacité de transport sélectionnées au chapitre 4 montre que les deux approches reproduisent de façon satisfaisante les données observées. Finalement des pistes sont proposées pour mieux paramétrer le charriage et la suspension dans la modélisation du transport de particules par le ruissellement.

## **Vers un transfert d'échelle : de la parcelle au petit bassin versant**

Le sixième chapitre a une portée plus générale. A partir des enseignements tirés dans les chapitres précédents, une expérience numérique est élaborée avec des scénarios vraisemblables pour simuler l'érosion sur une surface de  $100\text{ m}^2$  (20 m de long par 5 m de large). Les objectifs sont de mettre en évidence les facteurs les plus sensibles à l'érosion, de comparer la contribution des processus liés à la pluie et à l'écoulement et d'examiner la distribution des pertes en sol, des débits solides et des taux d'exportation à différents niveaux à l'intérieur de la surface pour connaître un peu mieux les mécanismes d'érosion qui contrôlent l'érosion à cette échelle avant d'aborder le transfert à l'échelle du petit bassin versant. Six parcelles avec des topographies variées sont testées avec deux pluies de climat tempéré et deux pluies de climat méditerranéen, deux conditions d'injection de débit à l'amont des parcelles et quatre profils de sol établis en utilisant les résultats des chapitres 3 et 4. Au total, 192 simulations sont réalisées. L'analyse des résultats montre que le type de pluie et le type de sol sont les facteurs les plus sensibles à la production de ruissellement. Au niveau des pertes en sol à l'exutoire de la surface de  $100\text{ m}^2$ , les facteurs les plus sensibles sont l'intensité du ruissellement lié à l'intensité de la pluie, la pente, la

faible résistance au cisaillement du sol et l'injection de débit à l'entrée de la parcelle qui représente la contribution en ruissellement de surfaces situées à l'amont. Lorsque le processus d'arrachement par l'écoulement est activé, des rigoles se forment et les pertes en sol sont décuplées. Les sols avec une contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sol cohésif élevée tels que le Silty Clay Loam et le Silt Loam sont relativement épargnés par les fortes pertes en sol car l'arrachement n'est presque jamais actif sauf sur les pentes les plus fortes. Les sources d'érosion dominantes sont en faveur des processus liés à la pluie sur une grande partie amont de la surface et basculent rapidement en faveur des processus liés à l'écoulement à l'aval de la surface dès que les conditions permettent l'apparition de l'arrachement par l'écoulement. Les débits solides et les taux d'exportation augmentent avec la superficie de la surface drainée. Le taux d'exportation connaît toutefois souvent un maximum à l'amont de la parcelle avant de chuter puis d'augmenter à nouveau progressivement en allant vers l'aval. Les régimes d'érosion sont généralement limités par le transport voire non limités mais rarement limités par l'arrachement ou le détachement. Les ruptures de pente provoquent un dépôt massif de sédiments et de faibles pertes en sol à l'exutoire de la surface de  $100\text{ m}^2$ . Les différences entre parcelle plane et parcelle avec microrelief de pente moyenne égale sont peu significatives du point de vue des cumuls de ruissellement et de pertes en sol à l'exutoire mais la dynamique des processus à l'intérieur de la surface est très différente. Globalement les surfaces planes favorisent l'exportation des sédiments vers l'aval en limitant le dépôt à l'intérieur du versant mais empêchent l'apparition de l'arrachement par l'écoulement car le ruissellement ne se concentre pas.

## Perspectives

### Expériences

#### Contraintes de cisaillement critiques

Comme il a été évoqué au premier chapitre, il serait peut-être intéressant de monter une expérience permettant de mesurer la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement de sol cohésif  $\tau_{sol}$  plutôt que de chercher à relier cette grandeur à la résistance au cisaillement du sol (voir [1.2.4.2](#)).



On pourrait travailler avec un canal rectiligne. Le canal présenterait un tronçon enfoncé permettant de placer l'échantillon de sol pour que la surface de ce dernier arrive au niveau de la surface du reste du canal. On collerait des particules de sol à la surface du canal pour ne pas perturber l'écoulement au passage de l'échantillon. Il serait préférable de travailler avec des échantillons de sol non remaniés présentant une surface lisse pour éviter d'appliquer une rugosité de forme et assurer ainsi la continuité de rugosité avec le reste du canal. Il serait important d'injecter de l'eau claire et donc de travailler en circuit ouvert. Le principe de cette expérience serait de déterminer les conditions hydrauliques pour lesquelles l'arrachement par l'écoulement est amorcé. Il faudrait intensifier les mesures de vitesse, hauteur d'eau et de contrainte de cisaillement de l'écoulement au niveau du fond avec l'ADV ainsi qu'avec les techniques traditionnelles pour bien évaluer la contrainte de cisaillement critique pour l'arrachement  $\tau_{sol}$ .

Dans le quatrième chapitre dédié à l'expérience de transport solide, on a soulevé l'idée de faire des expériences complémentaires permettant de quantifier la contrainte critique de cisaillement adimensionnelle pour la mise en suspension (voir 5.4.2). Le critère de Shields est valable pour la mise en mouvement par charriage. Dans cette thèse on l'a utilisé pour calculer la contrainte de cisaillement critique pour l'entraînement  $\tau_c$  et on l'a appliqué dans tous les cas car on ne disposait pas de critère pour la mise en suspension. Il serait peut-être utile de tester ce concept expérimentalement et de mesurer ce critère pour la mise en suspension. L'intérêt est probablement plus prononcé pour les particules de taille comprise entre 50 et 200  $\mu m$  qui sont susceptibles d'être transportées par suspension ou charriage selon les conditions hydrauliques du ruissellement.

### **Expérience de transport solide**

Suite à l'étude expérimentale présentée au chapitre 5, certains aspects méritent d'être complétés. Il convient tout d'abord de tester l'effet de la densité sur le transport des particules grossières en utilisant un matériau plus léger que la brique pilée et donc plus proche de la densité réelle des agrégats de sol. L'anthracite serait probablement approprié pour cette étude.

Il faut aussi mieux cerner l'effet de la concentration d'un matériau en suspension dans l'écoulement sur le transport par charriage des particules grossières. Pour cela il faut appliquer des concentrations en kaolinite plus fortes. Ce type d'étude doit aussi nous aider à formuler des hy-

pothèses pour discrétiser la capacité de transport en différentes parts quand plusieurs classes granulométriques sont présentes dans l'écoulement. On pourrait envisager de travailler avec d'autres classes granulométriques que celle testée dans le chapitre 5 ou même combiner plusieurs classes au niveau de l'injection.

Les images de déplacement de grains de brique pilée acquises sur le côté du canal, à travers la paroi transparente en plexyglass à l'aide de la caméra rapide, nous ont montré qu'il serait possible de mieux caractériser le mode de transport de ces particules. On pourrait mesurer les vitesses de déplacement des grains, la hauteur et la longueur des bonds associés à la saltation.

### Expériences d'érosion

Le modèle PSEM\_2D n'a pas encore été évalué sur une surface avec microrelief pour comparer les pertes en sol estimées par rapport aux valeurs mesurées et la répartition spatiale des processus d'érosion et de dépôt sur la surface. Une collaboration a été amorcée avec K. Michaelides de l'Université de Bristol qui a entrepris des expériences de simulation de pluie sur une surface de  $6\text{ m}$  de long par  $2.5\text{ m}$  de large présentant une rupture de pente au milieu de la plus grande longueur. Un débit peut aussi être injecté sur toute la largeur de la parcelle à l'amont. Nous sommes allés à Bristol pour participer à une de ces simulations de pluie. Des éléments rares étaient placés à différents endroits de la parcelle. Leurs concentrations dans l'écoulement et dans le sol à la fin de l'expérience ont été mesurées. Nous avons pris des photographies de la parcelle pour établir un modèle numérique de terrain par la méthode de la microtopographie. Ces données prennent du temps à être traitées et elles n'ont pas été disponibles suffisamment tôt pour qu'elles puissent être utilisées dans cette thèse. Néanmoins elles promettent d'être enrichissantes et très complémentaires par rapport au dernier chapitre de cette thèse. Ce types d'études en laboratoire ou sur le terrain impliquant des mesures de l'hydrologie, des méthodes de traçage, des mesures des flux érodés et des mesures de la granulométrie des flux de sédiments exportés sont très utiles à la compréhension des processus de ruissellement et d'érosion et fournissent des références pour évaluer les modèles distribués.

## Modélisation

### Limites d'application du modèle

Comme il vient d'être rappelé, PSEM\_2D doit être évalué sur une surface avec microtopographie complexe pour nous garantir d'une certaine confiance dans ses prédictions. Le chapitre 4 nous a permis de définir les limites d'application du modèle dans des conditions d'érosion concentrée. On a vu que certaines simulations s'arrêtaient prématurément lorsque l'interaction entre le ruissellement et l'érosion devenait trop forte. Ces problèmes sont à nouveau apparus dans les simulations présentées au chapitre 6 et ont été attribués aux mêmes causes. Le modèle peut être utilisé sans problème sur des surfaces où l'érosion diffuse domine et où l'érosion concentrée n'est pas trop intense. Il n'est en revanche pas possible de reproduire des rigoles trop profondes avec PSEM\_2D. Les modèles à morphologie évolutive sont soumis aux exigences de stabilité des schémas numériques. Dans le cas de PSEM\_2D, le schéma explicite aux différences finies peut devenir instable.

Pour reproduire la formation des rigoles, il faut probablement développer un autre outil de modélisation qui décrit l'hydraulique de façon plus simple mais plus robuste et qui tient compte des processus gravitaires tels que l'effondrement des bords de la rigole. Une telle approche nécessite de faire appel aux connaissances de mécanique des sols saturés.

### L'hydrologie et l'hydraulique

Le modèle d'infiltration de PSEM\_2D peut être modifié ou complété. Actuellement le modèle de Green et Ampt est utilisé mais d'autres modèles peuvent être appliqués pour améliorer la description du processus d'infiltration. Ce travail a déjà été engagé par un stage de master ([Nicolas, 2006](#)).

On a vu au chapitre 3 que l'hydraulique du ruissellement sur une surface rugueuse et érodable est complexe et ne peut être décrit simplement avec la théorie des écoulements en conduite fermée. Il est nécessaire de caractériser les pertes de charge associées aux différentes formes de ruissellement de façon plus déterministe. Trois formes de ruissellement ont été distinguées au chapitre 1 : l'écoulement partiellement submergé, l'écoulement marginalement submergé et l'écoulement totalement submergé. La thèse de [Roche \(2006\)](#) a permis de mieux estimer les coefficients de

frottement dans des conditions d'écoulement partiellement submergé et d'écoulement marginalement submergé sur une surface fixe. Il faut désormais étendre ces recherches au cas des surfaces érodables, notamment pour l'écoulement totalement submergé où la surface peut être largement modifiée par l'érosion car l'arrachement par l'écoulement de sol cohésif peut être activé.

### Modélisation du transport des particules

Ce point a été présenté à la fin (5.5) du chapitre 5. On peut envisager de passer à une modélisation comprenant deux à trois classes de taille de particules, lesquelles sont très fréquentes parmi les sédiments érodés sur les sols cultivés par exemple. On pense notamment aux particules de taille moins de  $10\ \mu m$  transportées en suspension uniquement, aux particules de taille  $50\ \mu m$  transportées par charriage ou suspension selon les conditions hydrauliques et aux particules plus grossières comprises entre 100 et  $500\ \mu m$  selon les types de sol transportées par charriage. Chaque classe granulométrique serait représentée par un mode de transport, suspension ou charriage.

### Le changement d'échelle

L'objectif implicite est de passer de l'échelle de la parcelle ou du versant à l'échelle du petit bassin versant. D'autres études telles que celle menée dans le chapitre 6 sont d'abord nécessaires mais en allongeant progressivement la taille du versant. La démarche de travail peut être conservée. On peut continuer à regarder l'évolution des relations  $Q_s = f(Q)$ ,  $C = f(Q)$  et  $SDR = f(Q)$  à différentes échelles imbriquées dans la surface.

Il est aussi possible, dans l'état actuel du modèle, de travailler sur un petit bassin versant si celui-ci est de forme rectangulaire et qu'on applique des paramètres qui donnent une infiltration quasi illimitée dans les zones du rectangle extérieure au bassin versant. On serait alors confronté à de nouveaux problèmes tels que la paramétrisation des processus d'infiltration, de ruissellement et d'érosion au niveau des mailles qui seront de taille bien supérieure à celles considérées dans cette thèse. Il pourra aussi se poser le problème de la description des processus hydrologiques. Une réponse de type hortonienne sera probablement inexacte dans de nombreux cas. Il faudra représenter le ruissellement par saturation, les écoulements en milieu saturé et non saturé...



# Annexes



# A

Première annexe



WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 41, W08407, doi:10.1029/2004WR003690, 2005

## PSEM\_2D: A physically based model of erosion processes at the plot scale

Guillaume Nord and Michel Esteves

Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE), UMR 5564, CNRS, INPG, IRD, UJF, Grenoble, France

Received 29 September 2004; revised 11 March 2005; accepted 16 May 2005; published 12 August 2005.

[1] This paper presents the development and first applications of the Plot Soil Erosion Model 2D (PSEM\_2D). Infiltration is computed using a Green and Ampt model, overland flow is computed using the depth-averaged two-dimensional unsteady flow equations (Saint Venant equations), and soil erosion is computed by combining the equation of mass conservation of sediment and a detachment-transport coupling model for erosion by runoff. A shear stress approach is used to determine the transport capacity. The formation of a covering cohesionless layer as a result of depositing sediment and action of rainfall impact before runoff is considered. The erosion processes involved are rainfall and runoff detachment of original soil, rainfall redetachment, and overland flow entrainment of sediment from the deposited layer, and deposition. The model uses a single representative particle size. Complex rainfall events on natural slopes can be simulated. The accuracy of the predictions for erosion of planar surfaces is tested by comparison with observed data obtained from experiments and with an analytical solution. Good agreement between the calculated results and measured data was found. A sensitivity analysis was also performed. Limitations related to the description of overland flow on plane soil surface are pointed out. Finally, an application to a nonplanar natural surface of 75 m<sup>2</sup> illustrated the distribution of erosion and sedimentation over the plot.

**Citation:** Nord, G., and M. Esteves (2005), PSEM\_2D: A physically based model of erosion processes at the plot scale, *Water Resour. Res.*, 41, W08407, doi:10.1029/2004WR003690.

### 1. Introduction

[2] Erosion of topsoil by rain and runoff threatens food productivity and water quality. The intensification of productivity for the last 50 years has caused degradation of cropland topsoil. Soil erosion does not only affect crop productivity but also induces many off-site environmental impacts such as pollution of surface water associated with the transport of fine sediment.

[3] Because of the great range of types of soil and their physical properties erosion modeling has been rapidly necessary to estimate soil loss and to better understand erosion processes. Empirical models were developed using large body of data. The universal soil loss equation (USLE) presented by *Wischmeier and Smith* [1978] and then modified by *Renard et al.* [1994] has been historically the more widely used model of soil erosion at the field scale. However empirical models do not describe erosion processes and parameters involved are not directly measurable in situ. At the same time there has been an attempt to model rainfall erosion using physical principles. Early on, *Ellison* [1947] proposed to divide erosion into four sub-processes: detachment by raindrop impact, transport by rain splash, detachment by flow and transport by surface flow. This description of the processes has been widely used in erosion modeling. *Meyer and Wischmeier* [1969] introduced the "rate-limiting" concept meaning that sediment delivery

is limited by either the detachment rate or the transport capacity of the flow depending on which has a lower value. *Foster and Meyer* [1972] used this concept and proposed a first-order detachment and transport coupling model for rill flow. The detachment rate is a linear function of the difference between the transport capacity and the actual sediment load. On the basis of the work of *Foster and Meyer* [1972] and *Foster* [1982], *Foster et al.* [1995] defined in WEPP the source term for erosion as the sum of a rill erosion rate and a delivery rate of sediment from interrill areas related to the detachment of sediment by rainfall impact. Other models such as KINEROS [*Woolhiser et al.*, 1990] and EUROSEM [*Morgan et al.*, 1998] use this explicit distinction between rill and interrill source term of sediment.

[4] *Hairsine and Rose* [1991] proposed another approach based on the concept of simultaneous erosion and deposition processes. Deposition is responsible for the formation of a cohesionless layer from which sediment can be removed again. [*Hairsine and Rose*, 1992a, 1992b] distinguished the detachment of previously uneroded soil due to rainfall impact and overland flow from the redetachment and reentrainment of sediment particles from the deposited layer. *Hairsine and Rose* [1992a] defined two common erosion situations referred to as rainfall driven erosion and flow driven erosion depending on whether the stream power exceeds a threshold value or not. Soil and eroded sediment are represented using a large number of size classes.

[5] A common shortcoming to these models of erosion is that the hillslope is represented by a planar land surface.

However overland flow over a natural hillslope does not take the form of a film of uniform depth. Overland flow channelizes rapidly after a few meters and two types of regions appear. Interrill areas are extensive and characterized by very low flow depth, less than 1cm [Hairsine and Rose, 1991]. They are located between the rills and contribute therefore to flow into rills. Rills are small, ephemeral concentrated flow paths which function as both sediment source and sediment delivery systems for erosion on hillslopes. They are typically of the order of a centimeter, and slopes may be quite steep [Nearing *et al.*, 1997]. The spatial and temporal distribution of overland flow is of major importance to describe erosion at the plot and hillslope scale. However knowledge of these space-time dynamics remains poor. In the models mentioned above the morphological distinction between rill and interrill regions is rather theoretical. Rills and interrill areas are considered separately. Rills are represented by geometric parameters such as width and spacing of rills. The development of PSEM\_2D is an attempt to improve the prediction of runoff hydraulics and soil erosion and model the interaction of hydraulic and sediment transport processes for non steady conditions in two dimensions. This model does not distinguish explicitly between rills and interrill areas. The same processes are involved all over the plot, which is typically of the order of 100 square meters. It is microtopography and hydraulic conditions that emphasize either the effects of rainfall or those of overland flow. As a first step before further development of the model a single representative particle size is used although the studies of Sander *et al.* [1996], Hairsine *et al.* [1999], Heilig *et al.* [2001], and Beuselinck *et al.* [2002] demonstrate clearly the need for multisize class depositional models. Here we present the model and its evaluation over a plane surface and an illustration of its capabilities to deal with a real topography plot.

## 2. Description of the Model

[6] PSEM\_2D is a two-dimensional numerical model which is based on an explicit finite difference scheme coupling infiltration, overland flow and soil erosion processes for hillslopes. The model is designed to include nonconstant rainstorm with time evolution of rainfall rates.

### 2.1. Shallow Water Equations and Approximations

[7] Overland flow is described by the depth-averaged two-dimensional unsteady flow equations commonly referred to as the Saint Venant equations [Zhang and Cundy, 1989; Esteves *et al.*, 2000]:

$$\frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = R - I(x, y) \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \left[ \frac{\partial h}{\partial x} + S_{fx} - S_{ox} \right] = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \left[ \frac{\partial h}{\partial y} + S_{fy} - S_{oy} \right] = 0 \quad (3)$$

where  $h$  is the mean depth of flow,  $u$  and  $v$  the local depth-averaged velocities,  $R$  the rainfall intensity,  $I$  the rate of infiltration,  $g$  the gravitational constant.  $S_{ox}$  and  $S_{fx}$  and  $S_{oy}$

and  $S_{fy}$  are the ground slopes and the friction slopes in the  $x$  and  $y$  directions, respectively. The quantities appearing in all the equations are defined in the notation list.

[8] Equation (1) is the standard conservation of mass for water. Equations (2) and (3) are the momentum equations for the flow for each of the planar coordinate directions  $x$  and  $y$ . The friction slopes are approximated using the Darcy-Weisbach equations. Infiltration is computed using a Green and Ampt model. The model allows calculation of Hortonian overland flow and infiltration during complex events. More details about surface runoff processes, soil surface conditions and infiltration are given by Esteves *et al.* [2000].

### 2.2. Mass Conservation of Sediment

[9] The mathematical basis for modeling of non equilibrium sediment transport requires a mass balance equation for suspended sediment [Bennet, 1974; Woolhiser *et al.*, 1990]:

$$\frac{\partial(hc)}{\partial t} + \frac{\partial(uhc)}{\partial x} + \frac{\partial(vhc)}{\partial y} = \frac{(D_{rd,d} + D_{rd,rd} + D_{fd,d} + D_{fd,e})}{\rho_s} \quad (4)$$

and a mass conservation for the deposited layer of loose sediment  $l_d$  expressed in its most general form as

$$\frac{\partial l_d}{\partial t} = -\frac{1}{\rho_s} (D_{rd,rd} + D_{fd,e}) \quad (5)$$

where  $c$  is the volumetric sediment concentration,  $\rho_s$  the sediment particle density,  $D_{rd,d}$  the detachment rate of sediment by rainfall from the soil,  $D_{rd,rd}$  the redetachment rate of sediment by rainfall from the deposited layer,  $D_{fd,d}$  the detachment/deposition rate of sediment from the soil by overland flow,  $D_{fd,e}$  the entrainment/deposition rate of sediment from the deposited layer by overland flow.

[10] This description implies that both the soil and the eroded fragments are represented by a median diameter. Sediment sorting associated with erosion processes is not possible. Moreover eroded sediment is transported as suspension only under the assumption that the velocity of sediment is the same as the flow velocity [Bennet, 1974].

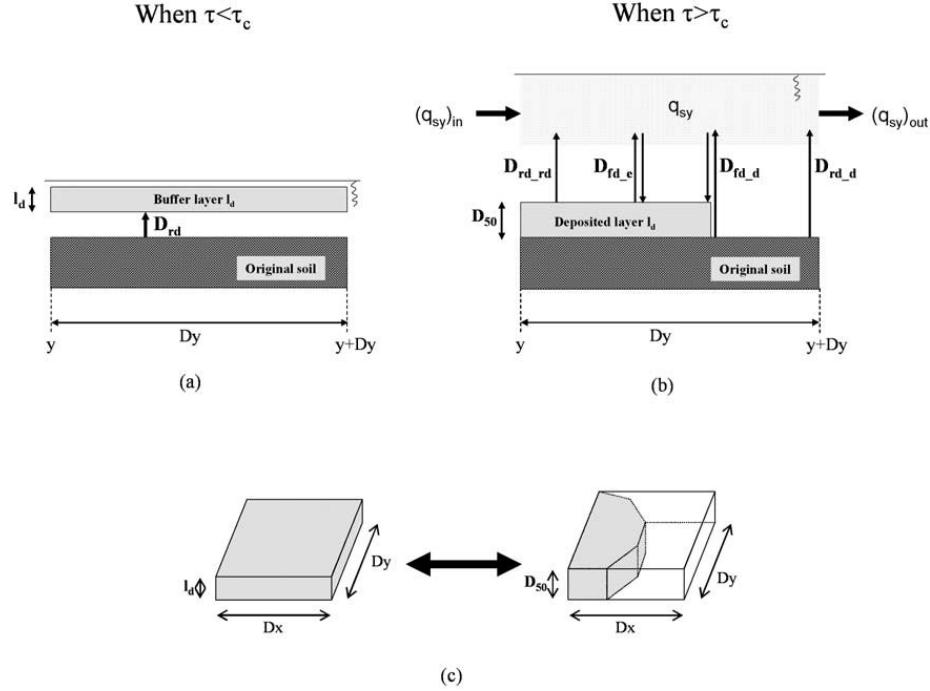
### 2.3. Erosion Processes Represented in the Model

[11] Different processes of rainfall erosion are involved in the model. During a first phase where the shear stress of the flow  $\tau_f$  is lower than the critical shear stress of the particle  $\tau_c$ , we consider that rainfall has two major actions: disaggregation of the soil surface and local redistribution of sediment by splash. This phase includes the two modes of transport referred to by Kinnell [1999] as “raindrop detachment–splash transport” in the absence of runoff and “raindrop detachment–raindrop-induced flow transport” that occurs when the flow shear stress is insufficient to detach soil material and also insufficient to entrain loose sediment from the deposited layer. The model does not represent explicitly the transport of sediment by rain splash or raindrop-induced flow. We assume that the bed elevation does not change during this phase and that the sediment concentration in flow remains zero but breakdown of aggregates, raindrop impact, rain splash and subsequent

W08407

NORD AND ESTEVES: A PHYSICALLY BASED MODEL OF SOIL EROSION

W08407



**Figure 1.** Erosion processes when the flow shear stress is (a) below the critical shear stress of the particle and (b) above the critical shear stress of the particle and (c) conceptualization of the layer of loose sediment.  $D_{rd}$  is the rate of disaggregation and redistribution of sediment by rain splash,  $D_{rd_d}$  is the sediment detachment rate from original soil by rainfall,  $D_{rd_d}$  is the sediment redetachment rate from the deposited layer by rainfall,  $D_{fd_d}$  is the detachment/deposition rate of sediment from original soil by runoff, and  $D_{fd_e}$  is the entrainment/deposition rate of sediment from the deposited layer by runoff.

deposition contribute to fill up the buffer layer  $l_d$  with loose sediment as shown in Figure 1a. This layer has different strength characteristics compared to original soil. During this phase equation (4) does not apply but the equation of mass conservation of the deposited layer is required in a form slightly different from that proposed in equation (5):

$$\frac{\partial l_d}{\partial t} = \frac{1}{\rho_s} (D_{rd}) \quad (6)$$

where  $D_{rd}$  is the rate of aggregate breakdown and rainfall redistribution of sediment by splash.

[12] When the shear stress of the flow overcomes the critical shear stress of the particle, the flow has a transport capacity and is able to entrain sediment from the layer of loose sediment. This phase referred to as raindrop detachment–flow transport by Kinnell [1999] and “rain-flow transportation” by Moss *et al.* [1979] can explain an initial peak of sediment concentration if the previous mechanisms have produced a substantial layer of loose sediment. Therefore rainfall driven erosion which occurs when  $\tau < \tau_c$  is not neglected but only delayed in the model. Once all the sediment from the buffer layer has been entrained a higher-flow shear stress is necessary to detach particles from original soil characterized by a critical shear stress

$\tau_{soil}$  related to the soil shear strength [Leonard and Richard, 2004]. Kinnell [1999] names this process “flow detachment–flow transport.” Figure 1b illustrates the processes involved during this phase. In these conditions equation (5) applies and the mass conservation equation for the deposited layer is expressed as in equation (6) for the net erosion case ( $D_{fd_d}$  and  $D_{fd_e} > 0$ ) or as follows for the deposition case ( $D_{fd_d}$  and  $D_{fd_e} < 0$ ):

$$\frac{\partial l_d}{\partial t} = -\frac{1}{\rho_s} (D_{rd_d} + D_{fd_e} + D_{fd_d}) \quad (7)$$

[13] A shortcoming to this overall description could come from the formulation of the shear stress acting on the bed. No component due to rainfall impact that would increase the turbulence of flow is taken into account as proposed by Foster [1982]. Only the flow shear stress is considered:

$$\tau_f = \sqrt{(\tau_{fx}^2 + \tau_{fy}^2)} \quad (8)$$

where

$$\tau_{fi} = g \rho_f h S_{fi} \quad (9)$$

Indice  $i$  indicates that variables are calculated in both directions  $x$  and  $y$ .

[14] Another point of discussion is the use of the critical shear stress of a spherical particle  $\tau_c$  as a threshold for erosion mechanisms when a single representative particle size is used. The expression of  $\tau_c$  is given by Yang [1996]:

$$\tau_c = \delta_s g (\rho_s - \rho_f) D_{50} \quad (10)$$

where  $\delta_s$  is the critical dimensionless shear stress of the sediment set to 0.047 in this study as proposed by Tayfur [2002],  $\rho_f$  the water density, and  $D_{50}$  the median sediment particle diameter. The critical shear stress  $\tau_c$  which rules the change between raindrop detachment–raindrop-induced flow transport and raindrop detachment–flow transport varies with size and density [Kinnell, 1999]. Therefore it is clear that different processes may occur at the same time depending on the type of particle considered. Using only a median diameter the model is not able to represent such a complexity. Further development will require representing soil and eroded fragments using a multisize class model. At this stage the use of a single representative particle size allows to study in more details the validity of the equations applied to describe the movement of particles over a natural hillslope.

#### 2.4. Model of Soil Detachment by Rainfall

[15] The rainfall detachment and redetachment rates are determined using a model developed by Li [1979]:

$$\text{Detachment} \quad D_{rd,d} = \alpha R^p \left(1 - \frac{h}{z_m}\right) (1 - \varepsilon) \quad (11)$$

$$\text{Redetachment} \quad D_{rd,d} = \alpha_d R^p \left(1 - \frac{h}{z_m}\right) \varepsilon \quad (12)$$

where

$$z_m = 3 \times (2.23 \times R^{0.182}) \quad (13)$$

$z_m$  is the maximum penetration depth of raindrop splash.  $\alpha$  is the rainfall erodibility for original soil and  $\alpha_d$  is the rainfall erodibility for the deposited layer. Proffitt *et al.* [1991] and Misra and Rose [1995] showed that  $\alpha_d$  was greater than  $\alpha$  by approximately two orders of magnitude. The exponent  $p$  is set to 1.0 in this study according to the results of Sharma *et al.* [1993]. The third term on the right hand side of equations (11) and (12) represents the damping effect of rainfall with increasing flow depth.  $\varepsilon$  is conceptualized as the percentage of a grid cell covered by a deposited layer of depth the median particle diameter  $D_{50}$ . The volume of this layer is equal to the volume of a layer with a depth equal to the loose soil depth  $l_d$  which would be spread over the whole grid cell as shown in Figure 1c. Therefore  $\varepsilon$  is calculated as

$$\varepsilon = \frac{l_d}{D_{50}} \quad (14)$$

When  $\varepsilon = 0$ , it means the only processes involved are rainfall and flow detachment. On the other hand when

$\varepsilon = 1$ , there are only rainfall redetachment and flow entrainment.

[16] A similar model is used to express the rate of aggregate breakdown and rainfall redistribution of sediment by splash  $D_{rd}$  when the flow shear stress is lower than the critical shear stress  $\tau_c$ :

$$D_{rd} = \alpha R^p \left(1 - \frac{h + l_d}{z_m}\right) \quad (15)$$

#### 2.5. Model of Soil Detachment and Deposition by Runoff

[17] When sediment load is less than sediment transport capacity, the rates of runoff detachment and runoff entrainment are calculated using the model of Foster *et al.* [1995]:

$$\text{Detachment} \quad D_{fd,d} = K_r (\tau_f - \tau_{soil}) \left(1 - \frac{q_s}{T_c}\right) (1 - \varepsilon) \quad (16)$$

$$\text{Entrainment} \quad D_{fd,e} = K_r (\tau_f - \tau_c) \left(1 - \frac{q_s}{T_c}\right) \varepsilon \quad (17)$$

where  $K_r$  is the flow erodibility parameter,  $D_{fd,d}$  and  $D_{fd,e}$  are equal to zero when  $\tau_f$  is inferior to  $\tau_{soil}$  and  $\tau_c$  respectively.

[18] When sediment load is greater than transport capacity, another expression is necessary to calculate the rates of deposition [Foster *et al.*, 1995]:

$$D_{fd,d} = \frac{\varphi V_f}{q} (T_c - q_s) (1 - \varepsilon) \quad (18)$$

$$D_{fd,e} = \frac{\varphi V_f}{q} (T_c - q_s) \varepsilon \quad (19)$$

where  $\varphi$  is a raindrop induced turbulence coefficient,  $V_f$  the particle settling velocity, and  $q$  the flow discharge per unit width in the flow direction. The value of the raindrop induced turbulence coefficient  $\varphi$  is assigned to 0.5 in this study [Foster *et al.*, 1995]. However recent research carried out by Cochrane and Flanagan [2001] showed that  $\varphi$  is rather comprised between 0.02 and 0.2. The role of this coefficient and more largely the mechanism of deposition are still not well understood. The particle settling velocity for the sediment  $V_f$  is derived from particle size and density, assuming the particles have drag characteristics and terminal fall velocities similar to those of spheres [Woolhiser *et al.*, 1990].

[19] It is questionable to use a discontinuous model for  $D_{fd,d}$  and  $D_{fd,e}$  depending on whether the sediment load is greater or lower than the transport capacity of flow. However the objective of this model is above all to test existing models of sediment transport over natural hillslopes. A version of the model based on the continuous process of deposition proposed by Hairsine and Rose [1991] is still under development and will be presented later.

W08407

NORD AND ESTEVES: A PHYSICALLY BASED MODEL OF SOIL EROSION

W08407

### 2.6. Transport Capacity of the Flow

[20] Determination of the transport capacity is based on the shear stress of the flow [Foster, 1982]:

$$T_c = \eta(\tau_f - \tau_c)^k \quad (20)$$

where  $\eta$  is the coefficient of efficiency of sediment transport, and  $k$  an exponent.

[21] When  $\tau_f$  is lower than  $\tau_c$ , the transport capacity  $T_c$  is set to zero. The exponent  $k$  is taken as 1.5 in this study according to the study of Finkner *et al.* [1989].

## 3. Numerical Methods

### 3.1. Procedure of Resolution and Schemes

[22] The hydrological equations and erosion equations are solved independently within a time step since the sediment concentrations are usually small enough that they do not appreciably influence the mechanics of flow [Bennet, 1974]. Coupling of the erosion model to the numerical solutions of the Saint Venant equations is made by calculation of bed elevation at the end of each time step as a result of erosion or deposition. The numerical solution presented provides simulation of unsteady water and sediment movement under a rainfall event over a complex topography.

[23] The Saint Venant equations are solved at first using the MacCormack scheme [MacCormack, 1969], a second-order explicit finite difference scheme. The MacCormack scheme is a two step process providing second-order accuracy in both space and time without the need to calculate second-order time derivatives. The application of this scheme to the resolution of the Saint Venant equations is given by Esteves *et al.* [2000].

[24] The mass balance equation for sediment is solved at each time step after the resolution of the Saint Venant equations using a second-order centered explicit finite difference scheme. Concentration at  $(t + \Delta t)$  is calculated using the values of  $h$ ,  $u$ ,  $v$  and  $c$  at time  $t$ :

$$\bar{c}_{ij}^{t+\Delta t} = c_{ij}^t + \left( \frac{\partial c_{ij}}{\partial t} \right)^t \Delta t \quad (21)$$

where

$$\left( \frac{\partial c_{ij}}{\partial t} \right)^t = \frac{1}{h_{ij}^t} \left\{ \begin{aligned} & c_{ij}^t \left[ \left( \frac{\partial h_{ij}}{\partial t} \right)_{av} + \frac{(q_x)_{i+1,j}^t - (q_x)_{i-1,j}^t}{2\Delta x} + \frac{(q_y)_{i,j+1}^t - (q_y)_{i,j-1}^t}{2\Delta y} \right] \\ & - (q_x)_{ij}^t \frac{c_{i+1,j}^t - c_{i-1,j}^t}{2\Delta x} - (q_y)_{ij}^t \frac{c_{i,j+1}^t - c_{i,j-1}^t}{2\Delta y} \\ & + \frac{(D_{rd,\Delta})_{ij}^t + (D_{rd,\Delta})_{ij}^t + (D_{fd,\Delta})_{ij}^t + (D_{fd,\Delta})_{ij}^t}{\rho_s} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Equation (22) is not implemented when the flow shear stress is lower than the critical shear stress of particle.

[25] Variation of the depth of the deposited layer is calculated at each time step using equations (5), (6) or (7). Topographic elevations are reestimated at the end of

each time step to account for changes in geometric conditions due to erosion or deposition:

$$z_{ij}^{t+\Delta t} = z_{ij}^t \quad (23)$$

$$z_{ij}^{t+\Delta t} = z_{ij}^t - \frac{\left( (D_{rd,\Delta})_{ij}^t + (D_{rd,\Delta})_{ij}^t + (D_{fd,\Delta})_{ij}^t + (D_{fd,\Delta})_{ij}^t \right) \Delta t}{\sqrt{1 - \left( (S_{ox})_{ij}^t \right)^2} \sqrt{1 - \left( (S_{oy})_{ij}^t \right)^2}} \frac{1}{\rho_s} \quad (24)$$

The terms  $\sqrt{1 - \left( (S_{ox})_{ij}^t \right)^2}$  and  $\sqrt{1 - \left( (S_{oy})_{ij}^t \right)^2}$  mean that we use the projection of  $l_d$  on the  $z$  axis which is the axis perpendicular to the horizontal plane. Slopes in the  $x$  and  $y$  directions are recalculated after elevations accounting for the effects of changes in topography on hydrological and erosion variables.

### 3.2. Initial and Boundary Conditions

[26] In the laboratory applications presented herein, the shapes of the experimental plots are rectangles with three nonporous walls and an open boundary at the outlet. We used a uniform grid with two columns and one row (dummy cells) added to the physical plane to model wall boundary conditions (inward boundaries). Esteves *et al.* [2000] describe the benefits of the dummy cells for numerical purposes. The depths on the dummy cells are set equal to those of the adjacent inward boundaries. The flow velocities of the dummy cells are set to zero in the two directions. In the  $x$  direction the velocities are taken as zero along the both lateral boundaries of the physical domain [Esteves *et al.*, 2000]. The concentrations of the dummy cells are set equal to those of the cells located straight inward of the physical boundary. This condition means that no mass of sediment comes from outside the plot. No special condition is imposed to the lateral and upstream boundaries. Since depths and velocities at the outlet are not known, a special treatment for the outlet is required. Equations (1)–(4) are differentiated using forward differences. At that boundary no condition is required because the flow is supercritical.

[27] Experimental data against which the model was to be tested correspond to rain starting to fall on a dry soil surface. This straightforwardly translates in terms of numerical conditions into depths, velocities and concentrations all set equal to zero for each grid node. The model allows entering an initial value of  $l_d$  representing a layer of loose sediment existing before the simulated rainfall event, this layer being produced by a previous rainfall event.

## 4. Model Testing

### 4.1. Description of Experimental and Analytical Data

[28] In this section the performance of PSEM\_2D is evaluated. Because of a lack of experimental data the model cannot be evaluated over non planar surfaces. For this reason we propose to test the model over planar surfaces using data from the literature. We use the experimental data of Singer and Walker [1983] and Kilinc and Richardson



**Table 1.** Predefined Parameters and Calibrated Parameters Obtained Using the Data of *Singer and Walker* [1983] and *Kilinc and Richardson* [1973]<sup>a</sup>

Parameter	Value		Unit
	Singer and Walker	Kilinc and Richardson	
<i>Predefined Parameters</i>			
$D_{50}$	$2 \times 10^{-5}$	$3.5 \times 10^{-4}$	m
$\rho_s$	2600	2600	kg m <sup>-3</sup>
$\rho_w$	1000	1000	kg m <sup>-3</sup>
$ld_{initial}$	0	0.2	m
$p$	1.0	1.0	
$\varphi$	0.5	0.5	
$k$	1.5	1.5	
<i>Calibrated Parameters</i>			
Crust thickness	0	0	m
Soil water content deficit	0.2	0.2	
Saturated hydraulic conductivity <sup>b</sup>	$3.25 \times 10^{-6}$	$2.1 \times 10^{-7}$	m s <sup>-1</sup>
	$5.2 \times 10^{-6}$		m s <sup>-1</sup>
Wetting front capillary pressure head	0.006	0.05	m
$f$	0.25	0.5	
$\alpha$	0.0012	0.0015	kg m <sup>-2</sup> mm <sup>-1</sup>
$\alpha_d$	0.012	0.015	kg m <sup>-2</sup> mm <sup>-1</sup>
$Kr$	0.005	0.024	s m <sup>-1</sup>
$\tau_{soil}$	0.15	0.3	Pa
$\eta$	0.04	0.023	m <sup>0.5</sup> s <sup>2</sup> kg <sup>-0.5</sup>

<sup>a</sup>Singer and Walker data are from a test with 50 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity, and Kilinc and Richardson data are from a test with 20% slope and 93 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity.

<sup>b</sup>The saturated hydraulic conductivity is calibrated again for the test with 100 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity.

[1973] and the analytical solution of *Govindaraju and Kavvas* [1991]. As an illustration we show the ability of PSEM\_2D to run over non planar surfaces.

#### 4.1.1. Experimental Data of *Singer and Walker* [1983]

[29] The experiment set up used by *Singer and Walker* [1983] was a laboratory flume (3.0 by 0.55 m) of 9% slope and a rainfall simulator. The soil was a fine sandy loam with a clay content of 13.9% and a high amount of silt plus very fine sand (59.2% in the range  $2 \times 10^{-6}$ – $1 \times 10^{-4}$  m). The median diameter  $D_{50}$  of the soil was  $2 \times 10^{-5}$  m. The final soil surface was smooth and hard to the touch. Details of the experimental conditions are given in the work of *Singer and Walker* [1983]. The major control variable was rainfall intensity. Bare soil surfaces were tested with two rainfall intensities (50 and 100 mm h<sup>-1</sup>).

[30] Each event was allowed to run for 30 min. Measurements of flow depths under rainfall and runoff was difficult, but estimates made using small rods, driven vertically into the bed, indicated that for events with 50 mm h<sup>-1</sup> rainfall, flow depths were  $1 \times 10^{-3}$ – $2 \times 10^{-3}$  m. No topographic data were measured but the authors mentioned that no major changes developed on the bed surface.

#### 4.1.2. Experimental Data of *Kilinc and Richardson* [1973]

[31] *Kilinc and Richardson* [1973] performed rainfall simulations on a 1.52 m wide  $\times$  4.58 m long flume with an adjustable slope using commercial sprinklers on a 3 m risers, placed 3 m apart along the sides of the flume. The flume was filled with compacted sandy soil composed of 90% sand and 10% silt and clay. The soil had a nonuniform size distribution with a median diameter of  $3.5 \times 10^{-4}$  m. The soil surface was leveled and smoothed before each run. The major controlled variables were rainfall intensity and

soil surface slope. Infiltration and erodibility of surface were supposed constant.

[32] Slopes ranging from 5.7 to 40% were tested with four rainfall intensities (32, 57, 93, and 117 mm h<sup>-1</sup>). Each run was 1 hour long. The details of the experiments can be obtained from the work of *Kilinc and Richardson* [1973].

[33] In terms of flow depth and microtopography no data were collected. The authors reported that measurements taken by the point gauge with the idea of measuring depth of flow at different sections of the land surface during rainfall proved unreliable, partly because of rainfall impact depressions and partly because of the movable bed.

#### 4.1.3. Analytical Solution of *Govindaraju and Kavvas* [1991]

[34] *Govindaraju et al.* [1990] developed a physically based hydrologic model for surface overland flow which provides analytical solutions for temporal variations in rainfall and infiltration. Later *Govindaraju and Kavvas* [1991] coupled this model to the erosion model of *Foster and Meyer* [1972] and developed an analytical solution for the time space varying sediment discharges over steep planar hillslopes.

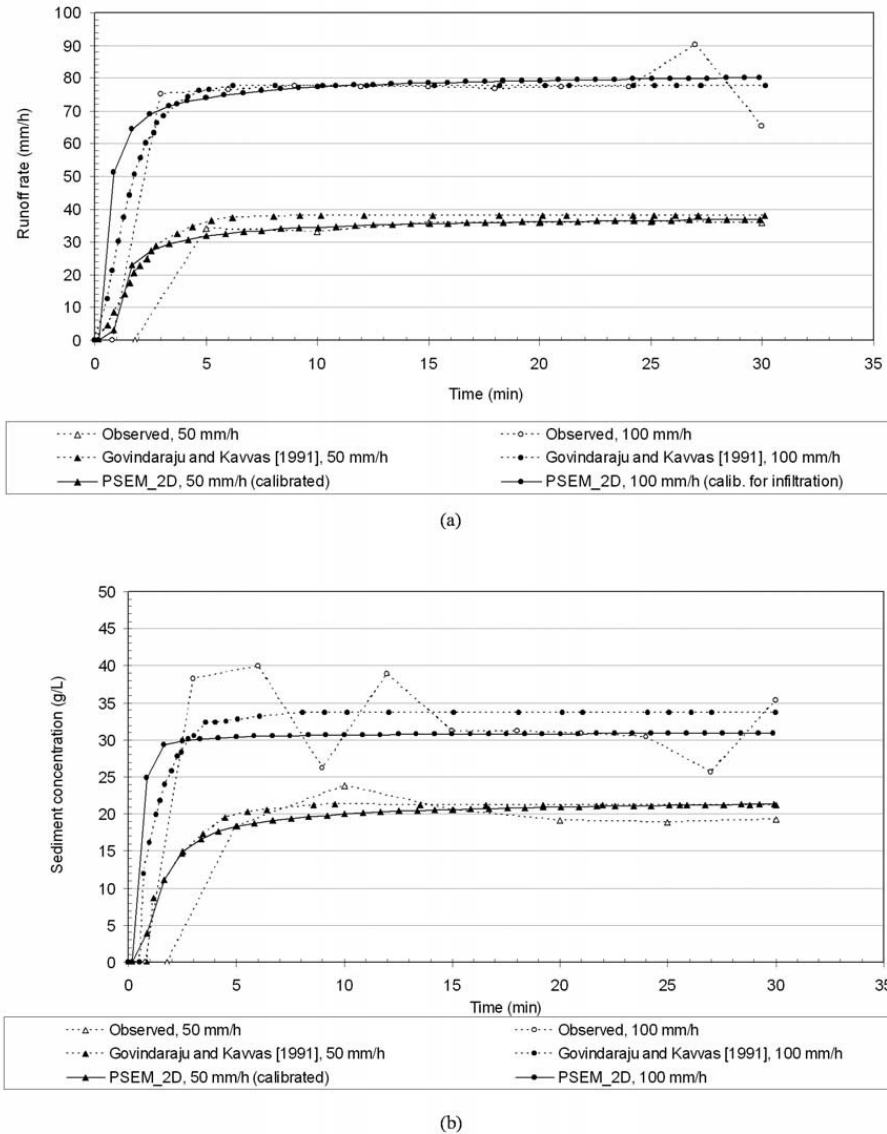
#### 4.2. Description of Input Parameters Needed to Run the Model

[35] Only bare soil surfaces are represented at this stage of development. No direct vegetation effects (interception, roughness) are taken into account. The Darcy-Weisbach friction factor  $f$  assumed constant over the rainfall event can be entered as a distributed parameter. The ground slopes in the  $x$  and  $y$  directions ( $S_{ox}$  and  $S_{oy}$ ) have to be provided.

W08407

NORD AND ESTEVES: A PHYSICALLY BASED MODEL OF SOIL EROSION

W08407



**Figure 2.** Comparison of (a) numerical outflow discharge hydrographs and (b) numerical sedimentographs obtained using PSEM\_2D with the results of Govindaraju and Kavvas [1991] and the experimentally observed results of Singer and Walker [1983].

Infiltration parameters needed to run the model are the wetting front capillary pressure head, the saturated hydraulic conductivity, and the water content deficit of the soil. The model is also able to account for a crust at the surface of the soil. In this case the thickness and the saturated hydraulic conductivity of the crust are needed. These input parameters are required for each type of soil as well as a map of spatial distribution of the soil types.

[36] To calculate soil erosion some parameters are needed as single values: the density of water  $\rho_f$  and sediment  $\rho_s$ , the median particle diameter of sediment  $D_{50}$ , the coefficient of efficiency of sediment transport  $\eta$ , the critical shear stress of the soil  $\tau_{soils}$  and the initial depth of the deposited layer  $l_{d, initial}$ . The other parameters that can be entered as spatial distribution are the flow erodibility parameter  $K_r$ , the rainfall erodibility coefficient for original soil  $\alpha$ , the rainfall

erodibility coefficient for the deposited layer  $\alpha_d$ , and the elevation of the soil surface  $z$ .

[37] The results presented here do not address the effect of spatial variability of rainfall and soil characteristics. The model is restricted to the case where soil and roughness are homogeneous within the physical domain.

#### 4.3. Comparison of the Model With Observed Data Collected by *Singer and Walker* [1983]

[38] We first compare the performance of the model with results obtained from experiments conducted by *Singer and Walker* [1983]. The soil surface is represented as a plane element of 3.0 m long by 0.55 m wide using uniform grid cells of 0.05 m by 0.05 m.

[39] Calibration is carried out manually using a test with 50 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity. The first step consists of calibrating the Darcy-Weisbach friction factor and the infiltration parameters, infiltration being computed using the Green and Ampt model. The erosion parameters are then determined. Some of them have been defined in the previous sections and others are calibrated as listed in Table 1. The rainfall erodibility parameters derived by *Sharma et al.* [1993] vary from 0.00012 to 0.015 kg m<sup>-2</sup> mm<sup>-1</sup>. We decide arbitrarily to give at  $\alpha_d$  a value 10 times greater than  $\alpha$  following the observations of *Proffitt et al.* [1991]. According to *Foster et al.* [1995],  $K_r$  ranges between  $1 \times 10^{-5}$  and  $4 \times 10^{-3}$  s m<sup>-1</sup> for rangeland soil and between 0.002 and 0.05 s m<sup>-1</sup> for cropland soil. In this study the soil can be considered as an agricultural soil since it was disturbed when filling the flume. The value of  $\tau_{\text{soil}}$  is estimated using the WEPP soil database [*Foster et al.*, 1995]. In the work of *Finkner et al.* [1989],  $\eta$  varies between about 0.01 and 0.045 m<sup>0.5</sup> s<sup>2</sup> kg<sup>-0.5</sup>. The calibrated parameters are then employed to evaluate the model under 100 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity. An important point is that the calibrated parameters overestimated the water discharge for 100 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity. We obtained a numerical water discharge of 87 mm h<sup>-1</sup> instead of the averaged 78 mm h<sup>-1</sup> measured at steady state. Since the main purpose of this study was to address the effect of rainfall intensity variation on sediment concentration under a given parameterization of erosion it was decided to evaluate again the saturated hydraulic conductivity. We found a value of 5.2 mm h<sup>-1</sup>. Figure 2 shows the comparison of numerical outflow discharge hydrographs (Figure 2a) and numerical sedimentographs (Figure 2b) obtained using PSEM\_2D with the analytical results of *Govindaraju and Kavvas* [1991] and the experimentally observed results of *Singer and Walker* [1983].

[40] These results show that PSEM\_2D is capable of reproducing observed values quite well. The agreement between PSEM\_2D and the results of *Govindaraju and Kavvas* [1991] is reasonably good. The maximum flow depth calculated at the end of the plane is  $3 \times 10^{-4}$  m whereas the estimates made by *Singer and Walker* [1983] were between  $1 \times 10^{-3}$ – $2 \times 10^{-3}$  m. The model can reproduce good hydrographs as shown in Figure 2a but underestimates flow depths. The model reproduces the increase of sediment load with the increase of rainfall intensity as shown in Figure 2b. The model underestimates the 100 mm h<sup>-1</sup> test during the first 5 minutes. Larger rainfall erodibility could contribute to the formation of a larger buffer layer before runoff and an initial peak of

sediment concentration. Another point that can explain the discrepancies between the results at steady state is the determination of flow detachment capacity and sediment transport capacity since the model also shows that the contribution of runoff detachment to the sediment yield is predominant under this parameterization compared to the other processes.

#### 4.4. Comparison of the Model With Observed Data Collected by *Kilinc and Richardson* [1973]

[41] In this section we examine the response of the model to changes in both rainfall intensity and slope steepness, two factors affecting very much erosion processes. We use the observed values of *Kilinc and Richardson* [1973]. Grid cells are 0.05 m by 0.05 m. The comparison is limited to the cases of 15, 20, and 30% slopes with rainfall intensity of 93 mm h<sup>-1</sup> and 117 mm h<sup>-1</sup>. The selected runs correspond to the runs chosen by *Govindaraju and Kavvas* [1991] to validate their analytical solution for modeling erosion processes over steep slopes. A calibration is first carried out as described previously using the case of 20% slope with 93 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity. The data available to calibrate the model include the averaged water discharge at steady state and the continuous sediment discharge at the end of the flume. Because of the lack of topographic data the soil surface is represented as a plane. The values of the parameters are listed in Table 1. The water discharge calculated at the outlet after 60 min of simulation using these parameters is  $1.144 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup> s<sup>-1</sup>, about 6% inferior to the averaged value measured at steady state.

[42] The sediment discharge observed at the outlet is high. Its value at steady state is 0.022 kg m<sup>-1</sup> s<sup>-1</sup> with a sediment concentration of 154.2 g L<sup>-1</sup>. To reproduce this level of erosion the soil has to be considered as a non cohesive material which is not irrelevant as the  $D_{50}$  is in the range of medium sand and the soil has been disturbed during filling up of the flume. Therefore  $l_{d, \text{initial}}$  is set to 0.2 m representing the thickness of the soil bed. The only processes involved are therefore redetachment by rainfall and flow entrainment. The value of the critical shear stress of the soil is useless in this case.

[43] The calibrated parameters are then applied to the cases of 15 and 30% slopes with 93 and 117 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity and the case of 20% slope with 117 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity. Using the calibrated parameters for infiltration, the numerical water discharges at steady state at the end of the plane are all inferior of about 5 to 9% to the observed values. Figure 3 shows the comparison of the numerical sediment discharges at the outlet of the flume using PSEM\_2D with the observed data of *Kilinc and Richardson* [1973] and the results of *Govindaraju and Kavvas* [1991].

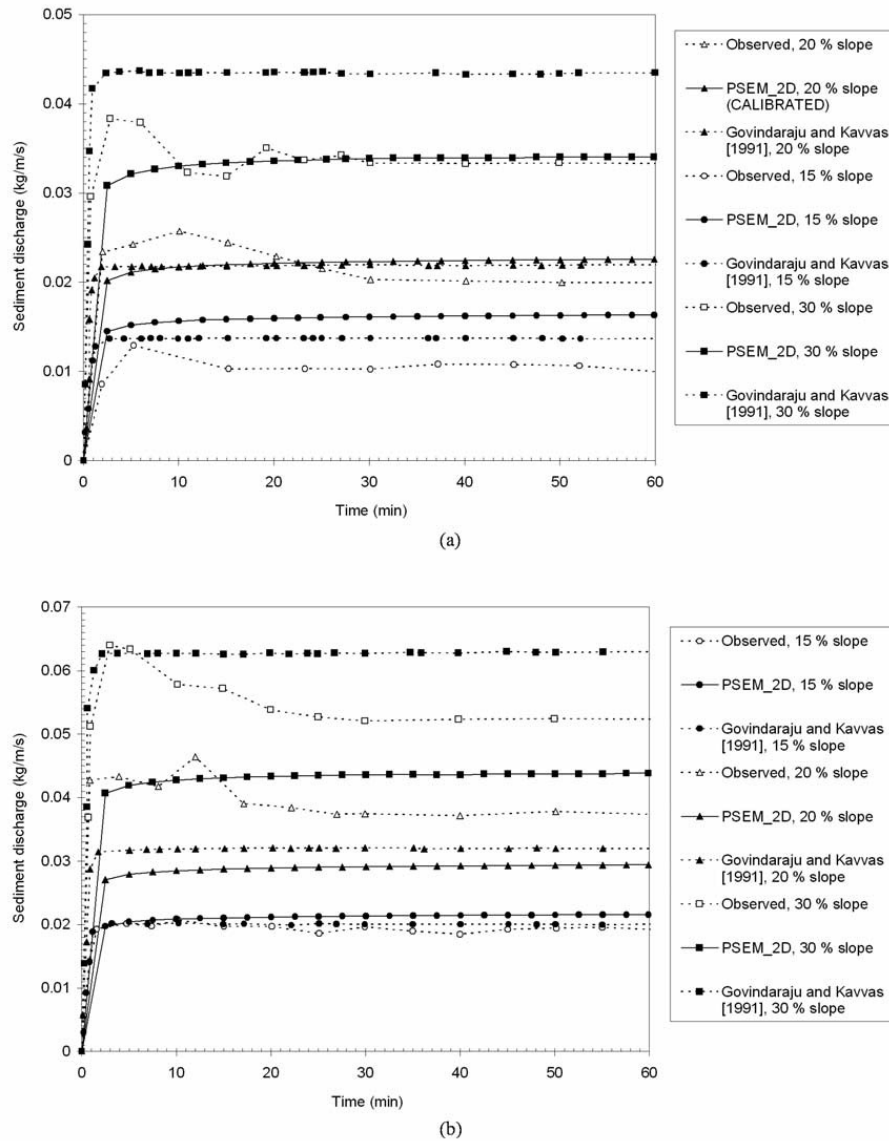
[44] The model reproduces quite well the variations in sediment discharge related to the changes in slope steepness and rainfall intensity. The model does the best for the case of 30% slope and 93 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity. Numerical results overestimate observed data under 93 mm h<sup>-1</sup> and 117 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensities for the case of 15% slope. On the other hand the model underestimates experimental results under 117 mm h<sup>-1</sup> rainfall intensity for the cases of 20% of 30% slope. The discrepancies between numerical results and observed data may be partly due to the lack of data available to calibrate the hydrological parameters.



W08407

NORD AND ESTEVES: A PHYSICALLY BASED MODEL OF SOIL EROSION

W08407



**Figure 3.** Comparison of the numerical sediment discharges obtained using PSEM\_2D with the experimentally observed results of *Kilinc and Richardson* [1973] and the analytical results of *Govindaraju and Kavvas* [1991]. (a) Rainfall intensity of 93 mm h<sup>-1</sup>. Slopes are 15, 20, and 30%. (b) Rainfall intensity of 117 mm h<sup>-1</sup>. Slopes are 15, 20, and 30%.

Considering the high sediment discharges observed especially for steep slopes one can suppose that the flow concentrated into rills instead of remaining as a uniform sheet flow. Concentration of the flow into rills could have led to higher-flow depths and greater shear stresses than what gives uniform sheet flow. Therefore calibrated erosion parameters can have been overestimated in order to com-

pensate for the low shear stress of flow. This compensation may turn out to be insufficient when rainfall intensity and then water discharge increase on steep slopes (20 and 30%). On the other hand the compensation may appear excessive on low slope (15%) even when rainfall intensity increases. It is possible that for the case of 15% slope overland flow did not concentrate into rills.

**Table 2.** Ranges of Variation of the Parameters Tested in the Sensitivity Analysis

Symbol	Description	Range	Unit
$D_{50}$	median particle diameter	$1 \times 10^{-6} - 5 \times 10^{-4}$	m
$l_{d\_initial}$	loose soil depth at the beginning of the simulation	0–0.01	m
$\alpha$	rainfall erodibility parameter for original soil	$1.2 \times 10^{-4} - 1.5 \times 10^{-2}$	$\text{kg m}^{-2} \text{mm}^{-1}$
$K_r$	flow erodibility parameter	$1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-2}$	$\text{s m}^{-1}$
$\tau_{soil}$	critical shear stress of original soil	0.05–0.3	Pa
$\eta$	coefficient of efficiency of sediment transport	0.01–0.05	$\text{m}^{0.5} \text{kg}^{-0.5} \text{s}^2$
$\delta_s$	critical dimensionless shear stress	0–0.1	
$f$	Darcy-Weisbach friction factor	0.25–1.0	

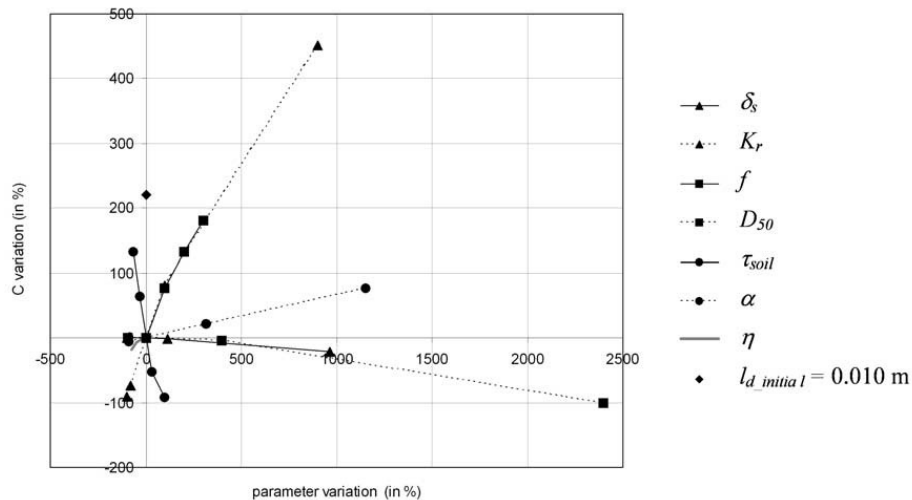
#### 4.5. Sensitivity Analysis

[45] A sensitivity analysis was carried out to determine how the variations of the parameters affect the mass sediment concentration at the outlet of the plot ( $C$  in  $\text{g L}^{-1}$ ). We focus on the set of parameters calibrated with the data of *Singer and Walker* [1983] and listed in Table 1. The ranges of variations of these parameters are given in Table 2. Slope is 9% and rainfall intensity is  $50 \text{ mm h}^{-1}$ . The sensitivity analysis consists of changing the value of one single parameter at a time and remaining the others constant. We compare the values of the sediment concentration with the reference value obtained using the set of calibrated parameters. The steady state is obtained after 35 min of simulation. Therefore rainfall is applied during 35 min instead of the 30 min simulation in the experiment of *Singer and Walker* [1983]. The effects of the variations of  $\alpha_d$  are not tested. When  $l_{d\_initial} = 0.010 \text{ m}$  is entered rainfall redetachment and flow entrainment are involved instead of rainfall detachment and flow detachment of the reference case.  $\varphi$  is not tested since there is no deposition in the conditions tested. All the results are plotted in Figure 4.

[46] The most sensitive parameters are  $\tau_{soil}$ ,  $K_r$ , and  $f$ . All these parameters are related to runoff erosion which is the

dominant process in these conditions.  $\tau_{soil}$  is a threshold value of shear stress under which no detachment by flow takes place. The greater  $K_r$ , the closer to the maximum value defined by the transport capacity the sediment concentration is.  $f$  is a factor accounting for roughness. When  $f$  rises the flow depth rises too leading to an increase of the flow shear stress and the flow detachment rate. When  $f$  is high, velocity is lower and rill erosion should be less important. The model does not reproduce this decrease of rill erosion with roughness since there is no partitioning of the shear stress into grain shear stress and form shear stress.  $\tau_{soil}$  is the most sensitive parameter tested. A decrease of 33% of  $\tau_{soil}$  leads to an increase of  $C$  of 100%. On the other hand an increase of  $\tau_{soil}$  of about 100% stops the detachment of sediment by the flow and brings the sediment concentration rapidly close to zero.  $K_r$  and  $f$  are just a little bit less sensitive. An increase of 100% of both  $K_r$  and  $f$  makes rise  $C$  of about 75%.

[47] The parameter related to rainfall erosion  $\alpha$  is less efficient to change the value of  $C$ . An increase of 500% of  $\alpha$  leads to an increase of less than 40% of  $C$ . Variations of  $C$  with  $\alpha$  are linear since the detachment rate is a linear function of  $\alpha$  and  $R$  as expressed in equations (11) and (12).

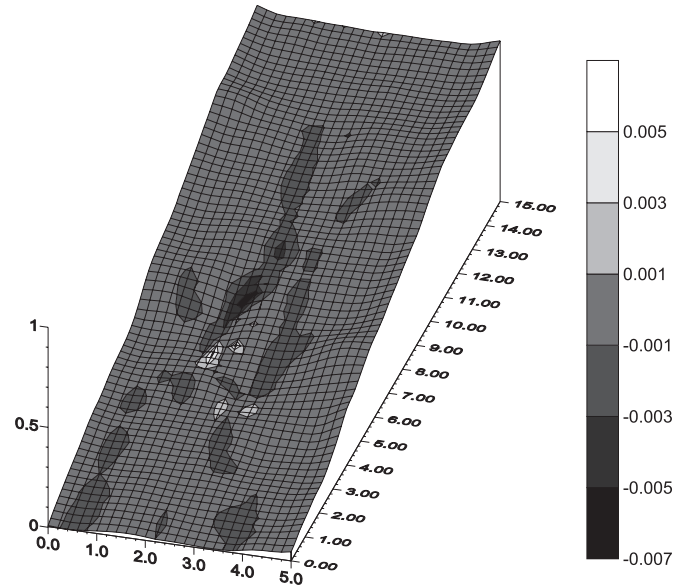


**Figure 4.** Variations in percentage of the mass sediment concentration at the outlet of the plot when steady state is reached versus variations in percentage of each tested parameter, all the other parameters keeping the calibrated value giving in Table 1.

W08407

NORD AND ESTEVES: A PHYSICALLY BASED MODEL OF SOIL EROSION

W08407



**Figure 5.** Computed variations of the soil surface elevations in meters at the end of the simulation (the lines are the boundaries between the regions of net erosion and net deposition).

[48] The  $\eta$  and  $\delta_s$  parameters are not very sensitive. The major effect of the variation of  $\eta$  is a decrease of  $C$  of less than 20%. Furthermore the range of variation of  $\eta$  is quite tight. Outside this range the value of the sediment transport capacity is not relevant. Concerning  $\delta_s$  an increase of 400% makes diminish  $C$  of 5%.

[49] In the conditions tested here  $D_{50}$  is not very sensitive. The main reason is that the model does not simulate deposition over this plane element whereas deposition is a highly selective process. The only selectivity that remains is related to the process of entrainment by runoff.  $C$  takes the value zero when the critical shear stress of the particle overcomes the shear stress of the flow at the outlet.

[50] One can see that entering a value different of zero for  $l_{d\_initial}$  produces a sediment concentration more than 200% greater than the reference concentration. This shows the efficiency of the rainfall redetachment and flow entrainment processes.

#### 4.6. Illustration of the Use of PSEM\_2D Over a Nonplanar Surface

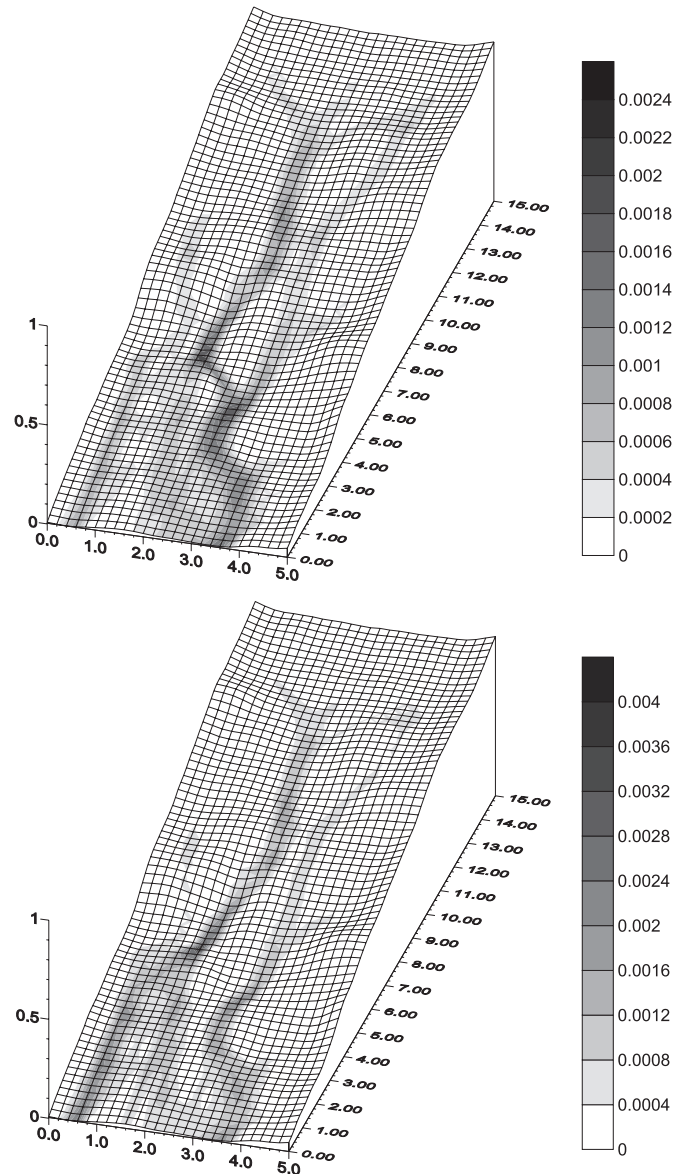
[51] To illustrate the capacity of PSEM\_2D to run over natural surfaces the model is applied to the plot used by *Esteves et al.* [2000]. The plot is 15 m long by 5 m wide. A detailed topographic survey was made using a 0.2 m by 0.2 m grid. Average slopes are 0.0196 and 0.064 in the  $x$  and  $y$  directions. No validation is possible since no measured data of sediment are available. As an example the model is run using the parameters obtained after calibration from the data of *Singer and Walker* [1983] for the case of  $50 \text{ mm.h}^{-1}$  rainfall intensity (Table 1). The median diameter is  $2 \times 10^{-5} \text{ m}$  and the corresponding effective fall velocity given by the model is  $2.57 \times 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ . The interactions of hydraulic and sediment transport processes over a natural

surface under a natural complex rainfall event are tested. The simulation lasted for 135 min. The results show that the model is capable to deal with complex rainfall events and natural slopes.

[52] Figure 5 is a map of net erosion. It is calculated as the difference between soil surface elevation at the end of the simulation and before the rainfall event. Negative values correspond to zones of net erosion and positive values to zones of net deposition. The highest values of erosion are located in a zone of steep slopes and concentrated overland flow as seen in Figure 6. Deposition occurs in concave zones where slope steepness reduces rapidly. The maximum values of deposition are located just downstream the highest values of erosion. The thickness of the deposited layer is about 0.004 m. It is sufficient to divert runoff as shown in Figure 6. One can see that runoff flows in a main rill located on the right hand side of the plot, upstream the outlet, at the beginning of the simulation. On the other hand, runoff flows in two separated rills near the end of the simulation. Therefore the model can handle changes of microtopography due to erosion. This example shows that the model is capable of reproducing partly the dynamics of hydrological and erosion processes on natural surfaces.

#### 5. Conclusion

[53] The development of a physically based model for overland flow and erosion at the plot scale has been described. This model can be applied to natural slopes and complex rainfall events at the plot scale. The model includes a specific description of the role of cohesion and the formulation of a layer of loose sediment. It divides the erosive action of rainfall and overland flow between eroding original soil and reintroducing sediment from the layer of



**Figure 6.** (top) Computed flow depths at the beginning of the simulation. (bottom) Computed flow depths close to the end of the hydrograph. The dimension for the flow depths is in meters.

loose sediment. The model uses a single-class particle size. A numerical two-dimensional model combining the shallow water equations and the Green and Ampt equation had been developed by *Esteves et al.* [2000] to reproduce overland flow production and transfer. The numerical scheme has been completed to incorporate calculation of erosion. The purpose of such modeling is to get a better understanding of the effects of microtopography on the distribution of overland flow and the interactions between hydrological and

erosion processes. No data were available to validate the model on natural slopes. The performance of the model was thus tested on plane soil surfaces by comparing the numerical results with the observed data of *Singer and Walker* [1983] and *Kilinc and Richardson* [1973] and the analytical results of *Govindaraju and Kavvas* [1991] on the basis of calibrated hydrological and erosion parameters. Good agreement was found between the numerical results and the measured data. It was emphasized that a good descrip-

W08407

NORD AND ESTEVES: A PHYSICALLY BASED MODEL OF SOIL EROSION

W08407

tion of the hydrological processes is necessary to well calibrate the erosion parameters. This description should consider the distribution of overland flow over the soil surface.

[54] Although an illustration of the capability of the model to run over non planar surfaces was presented emphasizing the complex relationship existing between overland flow and soil erosion, there is still a need to evaluate the model over natural soil surfaces.

### Notation

$c$	mass sediment concentration, $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$ .
$C$	volume sediment concentration, $\text{g L}^{-1}$ .
$D_{rd}$	rate of disaggregation and redistribution of sediment by rain splash, $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$ .
$D_{rd,d}$	sediment detachment rate from original soil by rainfall, $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$ .
$D_{rd,rd}$	sediment redetachment rate from the deposited layer by rainfall, $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$ .
$D_{fd,d}$	detachment/deposition rate of sediment from original soil by runoff, $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$ .
$D_{fd,e}$	entrainment/deposition rate of sediment from the deposited layer by runoff, $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$ .
$D_{50}$	median sediment particle diameter, m.
$f$	Darcy-Weisbach friction factor.
$g$	gravitational acceleration, $\text{m s}^{-2}$ .
$h$	flow depth, m.
$I$	rate of infiltration, $\text{m s}^{-1}$ .
$k$	exponent taken as 1.5 in this study.
$K_r$	flow erodibility parameter, $\text{s m}^{-1}$ .
$l_d$	loose soil depth, m.
$l_{d\_initial}$	loose soil depth at the beginning of the simulation, m.
$p$	an exponent taken as 1.0 in this study.
$q$	flow discharge per unit width in the flow direction, $\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$ .
$q_s$	sediment discharge per unit flow width in the flow direction, $\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$ .
$R$	rainfall intensity, $\text{m s}^{-1}$ .
$S_o$	ground slope.
$S_f$	friction slope.
$T_c$	sediment transport capacity of the flow, $\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$ .
$u$	flow velocity in the x direction, $\text{m s}^{-1}$ .
$v$	flow velocity in the y direction, $\text{m s}^{-1}$ .
$V_f$	effective fall velocity, $\text{m s}^{-1}$ .
$z$	topographic elevation of the soil surface, m.
$z_m$	maximum penetration depth of raindrop splash, m.
$\alpha$	rainfall erodibility parameter for original soil, $\text{kg m}^{-2} \text{mm}^{-1}$ .
$\alpha_d$	rainfall erodibility parameter for the deposited layer, $\text{kg m}^{-2} \text{mm}^{-1}$ .
$\delta_s$	critical dimensionless shear stress.
$\varepsilon$	percentage of a grid cell covered by a deposited layer of depth $D_{50}$ .
$\eta$	coefficient of efficiency of sediment transport, $\text{m}^{0.5} \text{s}^2 \text{kg}^{-0.5}$ .
$\varphi$	raindrop induced turbulence coefficient taken as 0.5 in this study.
$\rho_f$	water density, $\text{kg m}^{-3}$ .
$\rho_s$	sediment particle density, $\text{kg m}^{-3}$ .

$\tau_f$	flow shear stress in the flow direction, Pa.
$\tau_c$	critical shear stress of a spherical sediment particle, Pa.
$\tau_{soil}$	critical shear stress of original soil, Pa.

[55] **Acknowledgments.** The authors are grateful for the financial support provided by IRD (Institut de Recherche pour le Développement) and the French National Research Program on Hydrology (PNRH). The authors thank the two anonymous reviewers for providing very helpful comments that have improved the clarity and quality of this paper.

### References

- Bennet, J. P. (1974), Concepts of mathematical modeling of sediment yield, *Water Resour. Res.*, 10(3), 485–492.
- Beuselinck, L., P.-B. Hairsine, G. Govers, and J. Poesen (2002), Evaluating a single-class net deposition equation in overland flow conditions, *Water Resour. Res.*, 38(7), 1110, doi:10.1029/2001WR000248.
- Cochrane, T. A., and D. C. Flanagan (2001), Deposition processes in a simulated rill, in *Soil Erosion Research for the 21st Century*, edited by J. C. Ascough II and D. C. Flanagan, pp. 139–142, Am. Soc. of Agric. Eng., St. Joseph, Mich.
- Ellison, W. D. (1947), Soil erosion studies—Part I, *Agric. Eng.*, 28, 145–146.
- Esteves, M., X. Faucher, S. Galle, and M. Vauclin (2000), Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain: Numerical results versus observed values, *J. Hydrol.*, 228(3), 265–282.
- Finkner, S. C., M. A. Nearing, G. R. Foster, and J. E. Gilley (1989), A simplified equation for modeling sediment transport capacity, *Trans. ASAE*, 32(5), 1545–1550.
- Foster, G. R. (1982), Modeling the erosion process, in *Hydrologic Modeling of Small Watersheds*, ASAE Monogr. Ser., vol. 5, edited by C. T. Haan and D. L. Brakensiek, pp. 295–380, Am. Soc. of Agric. Eng., St. Joseph, Mich.
- Foster, G. R., and L. D. Meyer (1972), A closed-form soil erosion equation for upland areas, in *Sedimentation Symposium to Honor Prof. H. A. Einstein*, edited by H. W. Shen, pp. 12.11–12.19, Colo. State Univ., Fort Collins.
- Foster, G. R., D. C. Flanagan, M. A. Nearing, L. J. Lane, L. M. Risse, and S. C. Finkner (1995), Hillslope erosion component, in *Water Erosion Prediction Project: Hillslope Profile and Watershed Model Documentation*, edited by D. C. Flanagan and M. A. Nearing, USDA NSERL Rep. 10, chap. 11, pp. 11.1–11.12, Natl. Soil Erosion Res. Lab., Agric. Res. Serv., U.S. Dep. of Agric., West Lafayette, Indiana.
- Govindaraju, R. S., and M. L. Kavvas (1991), Modeling the erosion process over steep slopes: Approximate analytical solutions, *J. Hydrol.*, 127(1–4), 279–305.
- Govindaraju, R. S., M. L. Kavvas, and S. E. Jones (1990), Approximate analytical solutions for overland flows, *Water Resour. Res.*, 26(12), 2903–2912.
- Hairsine, P. B., and C. W. Rose (1991), Rainfall detachment and deposition: Sediment transport in the absence of flow-driven processes, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 55(2), 320–324.
- Hairsine, P.-B., and C.-W. Rose (1992a), Modeling water erosion due to overland flow using physical principles: 1. Sheet flow, *Water Resour. Res.*, 28(1), 237–243.
- Hairsine, P.-B., and C.-W. Rose (1992b), Modeling water erosion due to overland flow using physical principles: 2. Rill flow, *Water Resour. Res.*, 28(1), 245–250.
- Hairsine, P. B., G. C. Sander, C. W. Rose, J.-Y. Parlange, W. L. Hogarth, I. Lisle, and H. Rouhipour (1999), Unsteady soil erosion due to rainfall impact: A model of sediment sorting on the hillslope, *J. Hydrol.*, 220(3–4), 115–128.
- Heilig, A., D. DeBruyn, M. Walter, C. Rose, J. Parlange, T. Steenhuis, G. Sander, P. Hairsine, W. Hogarth, and L. Walker (2001), Testing a mechanistic soil erosion model with a simple experiment, *J. Hydrol.*, 244(1–2), 9–16.
- Kilinc, M., and E. V. Richardson (1973), Mechanics of soil erosion from overland flow generated by simulated rainfall, *Hydrol. Pap.* 63, 54 pp., Colo. State Univ., Fort Collins.
- Kinnell, P. I. A. (1999), Discussion on “The European Soil Erosion Model (EUROSEM): A dynamic approach for predicting sediment transport from fields and small catchments”, *Earth Surf. Processes Landforms*, 24, 563–565.
- Leonard, J., and G. Richard (2004), Estimation of runoff critical shear stress for soil erosion from soil shear strength, *Catena*, 57, 233–249.

- Li, R. M. (1979), Water and sediment routing from watersheds, in *Modeling of rivers*, edited by H. W. Shen, John Wiley, Hoboken, N. J.
- MacCormack, R. W. (1969), The effect of viscosity in hypervelocity impact cratering, *Pap. 69-354*, Am. Inst. Astronaut., Reston, Va.
- Meyer, L. D., and W. H. Wischmeier (1969), Mathematical simulation of the process of soil erosion by water, *Trans. ASAE*, 12(6), 754–762.
- Misra, R. K., and C. W. Rose (1995), An examination of the relationship between erodibility parameters and soil strength, *Aust. J. Soil Res.*, 33, 715–732.
- Morgan, R. P. C., J. N. Quinton, R. E. Smith, G. Govers, J. W. A. Poesen, K. Auerswald, G. Chisci, D. Torri, and M. E. Styczen (1998), The European Soil Erosion Model (EUROSEM): A dynamic approach for predicting sediment transport from fields and small catchments, *Earth Surf. Processes Landforms*, 23(6), 527–544.
- Moss, A. J., L. Walker, and J. Hutka (1979), Raindrop-stimulated transportation in shallow water flows: An experimental study, *Sediment. Geol.*, 22, 165–184.
- Nearing, M. A., L. D. Norton, D. A. Bulgakov, G. A. Larionov, L. T. West, and K. M. Dontsova (1997), Hydraulics and erosion in eroding rills, *Water Resour. Res.*, 33(4), 865–876.
- Proffitt, A. P. B., C. W. Rose, and P. B. Hairsine (1991), Rainfall detachment and deposition: Experiments with low slopes and significant water depths, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 55(2), 325–332.
- Renard, K. G., J. M. Laflen, G. R. Foster, and D. K. MacCool (1994), The revised universal soil loss equation, in *Soil Erosion Research Methods*, edited by R. Lal, pp. 105–124, Soil and Water Conserv. Soc., Ankeny, Iowa.
- Sander, G. C., P. B. Hairsine, C. W. Rose, D. Cassidy, J.-Y. Parlange, W. L. Hogarth, and I. G. Lisle (1996), Unsteady soil erosion model, analytical solutions and comparison with experimental results, *J. Hydrol.*, 178(1–4), 351–367.
- Sharma, P. P., S. C. Gupta, and G. R. Foster (1993), Predicting soil detachment by raindrops, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57(3), 674–680.
- Singer, M. J., and P. H. Walker (1983), Rainfall-runoff in soil erosion with simulated rainfall, overland flow and cover, *Aust. J. Soil Res.*, 21, 109–122.
- Tayfur, G. (2002), Applicability of sediment transport capacity models for nonsteady state erosion from steep slopes, *J. Hydrol. Eng.*, 7(3), 252–259.
- Wischmeier, W. H., and D. D. Smith (1978), Predicting rainfall-erosion losses—A guide to conservation planning, *Agric. Handbk. 537*, U.S. Dep. of Agric., Washington, D. C.
- Woolhiser, D. A., R. E. Smith, and D. C. Goodrich (1990), KINEROS, A kinematic runoff and erosion model: Documentation and user manual, *Rep. ASR-77*, 130 pp., Agric. Res. Serv., U.S. Dep. of Agric., Washington, D. C.
- Yang, C. T. (1996), *Sediment Transport: Theory and Practice*, 396 pp., McGraw-Hill, New York.
- Zhang, W., and T. W. Cundy (1989), Modeling of two dimensional overland flow, *Water Resour. Res.*, 25, 2019–2035.

M. Esteves and G. Nord, Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE), UMR 5564, CNRS, INPG, IRD, UJF, BP 53, F-38041 Grenoble Cedex 9, France. (guillaume.nord@hmg.inpg.fr)



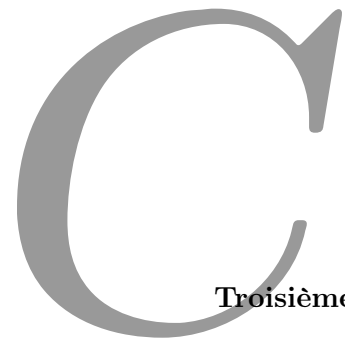
# *B*

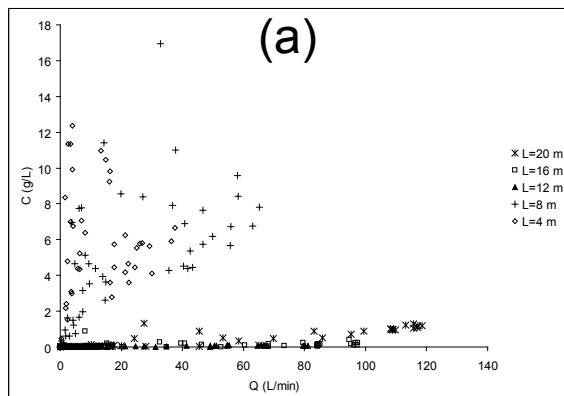
Deuxième annexe



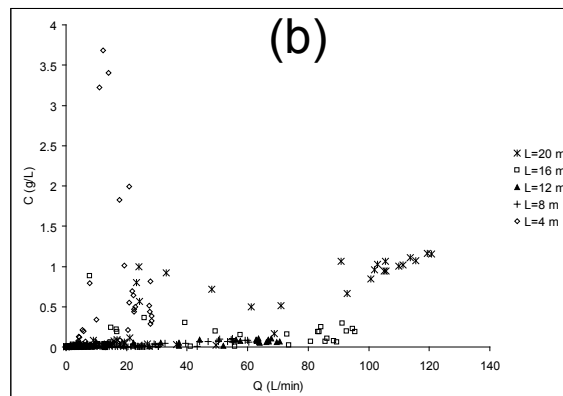
Matériau	Pente	$Q$ (Moyenne) $L\ min^{-1}$	$Q_{s\_eq}$ $g\ s^{-1}$	T <sup>e</sup> eau (Moyenne) $^{\circ}C$	$h$ (Savat) $mm$	$h$ (sans charr.) $mm$	$h$ (avec charr.) $mm$	$\bar{V}$ (Savat) $cm\ s^{-1}$
brique	0.022	2.0	0.02	23.5	1.7			20.5
	0.022	4.9	0.53	24.5	2.6			30.9
	0.022	7.6	1.4	25.5	3.3			37.6
	0.022	10.0	2.5	25.5	3.9			42.6
	0.022	12.6	3.2	26.0	4.4	4.0		47.2
	0.022	15.0	4.4	26.5	4.9			51.1
sable	0.022	2.0	0.02	26.0	1.7			20.7
	0.022	4.9	0.44	26.5	2.6			30.8
	0.022	7.6	0.98	26.5	3.3	2.8		37.5
	0.022	10.1	1.9	26.5	3.9			42.7
	0.022	12.6	2.6	27.0	4.5			47.3
	0.022	15.2	3.6	27.0	5.0			51.4
brique	0.030	2.2	0.13	25.5	1.6			24.1
	0.030	5.1	0.93	25.5	2.3			35.0
	0.030	7.7	1.9	26.0	3.0			42.0
	0.030	10.2	3.8	26.0	3.6			47.7
	0.030	12.7	5.6	26.5	4.1			52.8
	0.030	15.2	8.5	26.5	4.6			57.1
sable	0.030	2.2	0.09	24.5	1.5	1.6		23.8
	0.030	5.1	0.73	25.0	2.3	2.3		35.0
	0.030	7.7	1.7	25.0	3.0	2.9	3.5	42.0
	0.030	10.0	2.6	25.5	3.5	3.4		47.4
	0.030	12.5	3.9	25.5	4.1	4.2	4.8	52.4
	0.030	14.9	5.7	26.0	4.5			56.6
brique	0.040	2.5	0.28	26.5	1.6			27.6
	0.040	5.1	1.5	27.0	2.2			37.9
	0.040	7.7	3.4	27.0	2.7			45.6
	0.040	10.2	6.2	27.5	3.3			52.0
	0.040	12.8	8.5	27.5	3.7			57.5
	0.040	15.3	13.5	27.5	4.2			62.5
sable	0.040	2.5	0.2	26.0	1.6	1.5		27.5
	0.040	5.1	1.0	26.5	2.2	2.0		37.8
	0.040	7.6	2.5	26.5	2.7	2.6		45.6
	0.040	10.2	4.5	26.5	3.3	3.4		51.9
	0.040	12.9	6.0	26.5	3.8	3.6		57.8
	0.040	15.8	11.5	27.0	4.2	4.0		63.3
brique $C_{susp} = 7\ g\ L^{-1}$	0.022	5.1	0.35	24.5	2.6			31.3
	0.022	7.6	1.0	24.5	3.3			37.5
	0.022	10.2	2.7	25.0	3.9			42.9
	0.022	12.7	4.5	25.0	4.5			47.4
	0.022	15.3	5.5	25.5	5.0			51.5
brique $C_{susp} = 7\ g\ L^{-1}$	0.040	2.6	0.29	25.0	1.6	1.7		27.9
	0.040	5.0	1.5	25.0	2.2	2.3		37.8
	0.040	7.7	3.4	25.5	2.7			45.7
	0.040	10.1	5.4	25.5	3.3	3.0		51.8
	0.040	12.7	9.1	26.0	3.7	3.4		57.4
	0.040	15.1	12.4	26.0	4.1	3.8		62.1
brique $C_{susp} = 12\ g\ L^{-1}$	0.022	2.4	0.05	26.5	1.8	1.8	1.9	22.2
	0.022	5.3	0.64	26.5	2.7	2.7		32.0
	0.022	7.8	1.5	27.0	3.3	3.3		38.0
	0.022	10.3	2.7	27.0	3.9			43.1
	0.022	12.7	4.1	27.0	4.5	4.4		47.4
	0.022	15.5	4.9	27.0	5.0	4.7		51.9
brique $C_{susp} = 12\ g\ L^{-1}$	0.040	2.6	0.23	27.5	1.6	1.6		28.0
	0.040	5.1	1.4	27.5	2.2	2.1		37.8
	0.040	7.6	2.7	27.5	2.7	2.6	3.1	45.4
	0.040	10.1	5.4	28.0	3.3	3.0		51.8
	0.040	12.8	11.0	28.0	3.8	3.3	3.8	57.7
	0.040	15.1	14.0	28.0	4.1	3.7		62.1

TAB. B.1: Résumé des données de transport solide à l'équilibre pour la brique et le sable sur des pentes à 2.2, 3 et 4 % pour des débits compris entre 2 et 15  $L\ min^{-1}$

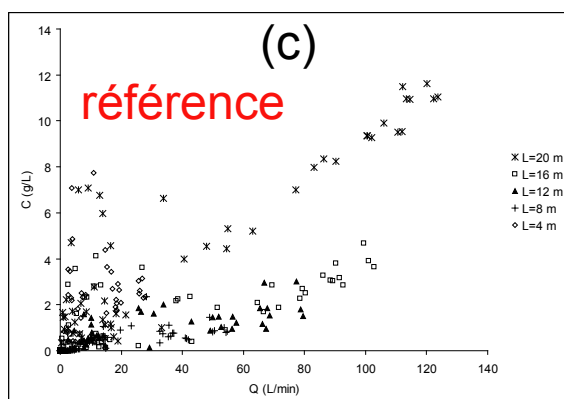




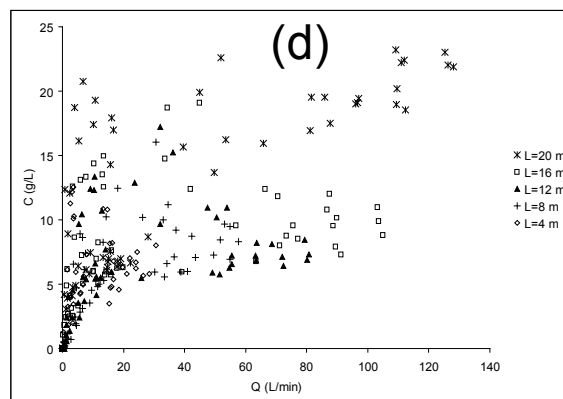
Microrelief 2%-10%



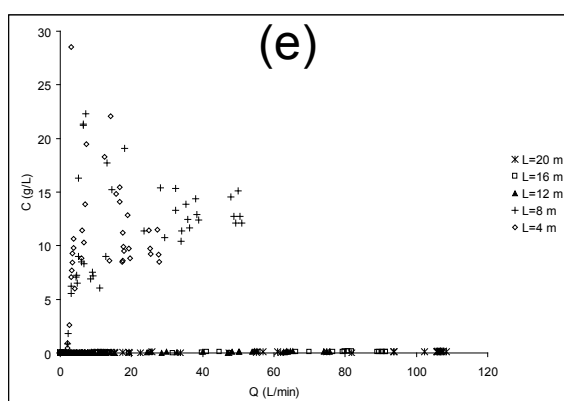
Microrelief 2%



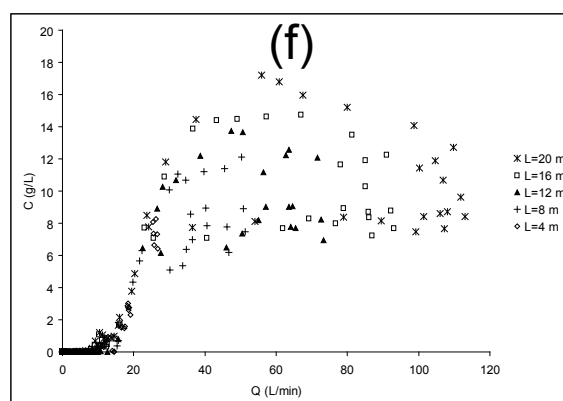
Microrelief 6%



Microrelief 10%



Plan 2%-10%



Plan 6%

FIG. C.1: Relations entre la concentration et le débit pour les 6 topographies testées dans cette étude

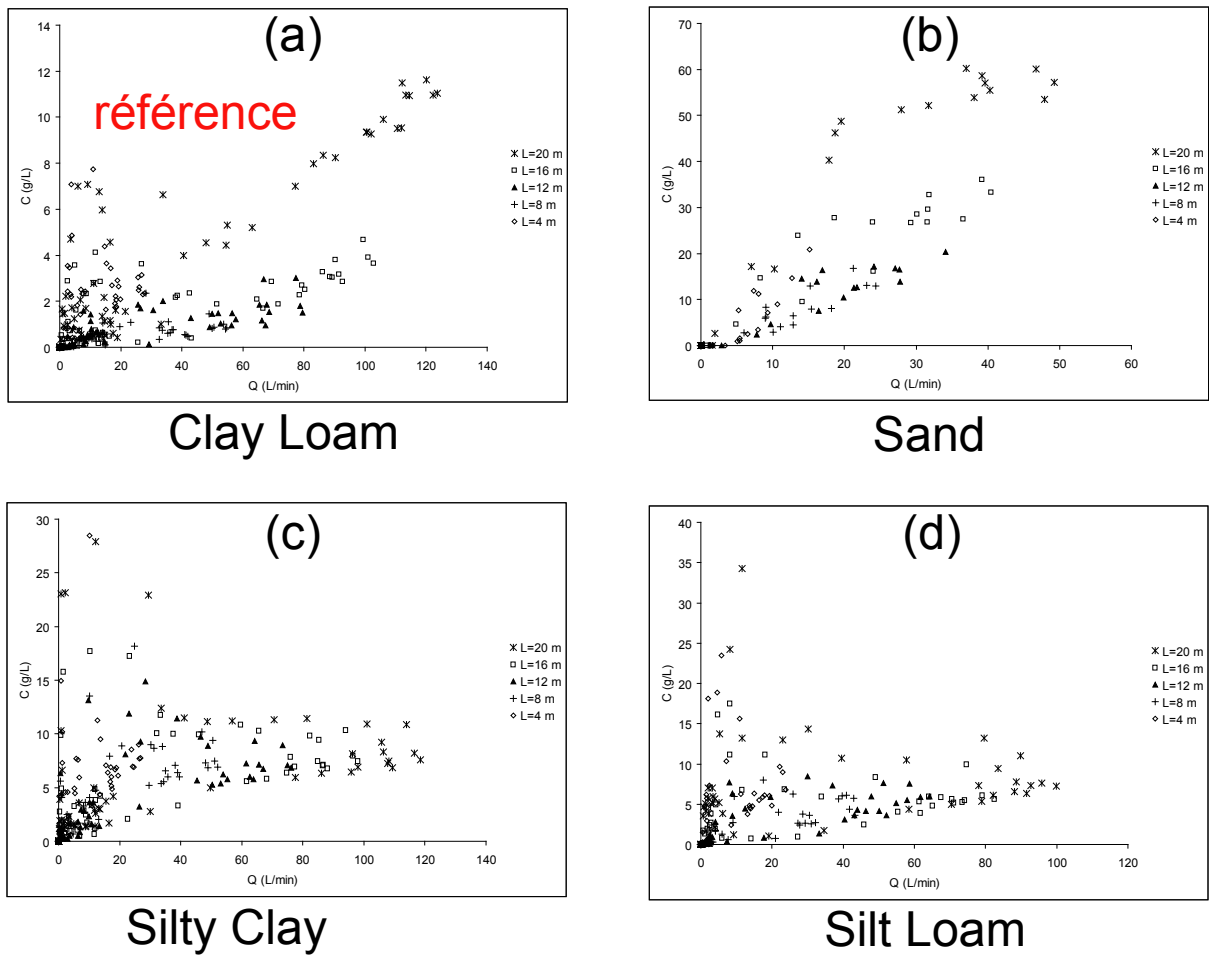
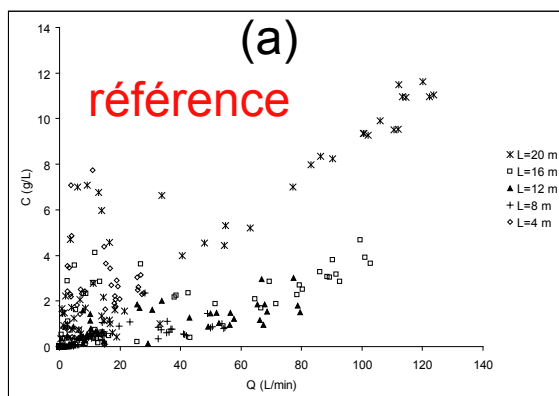
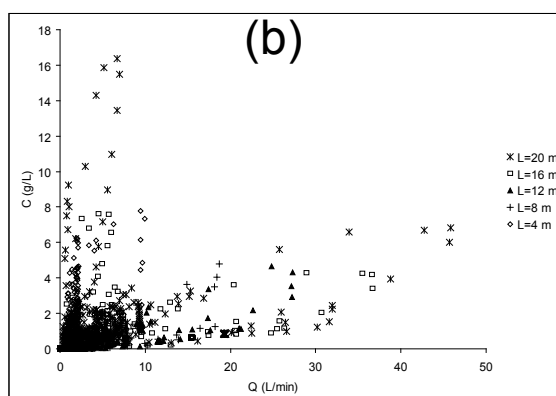


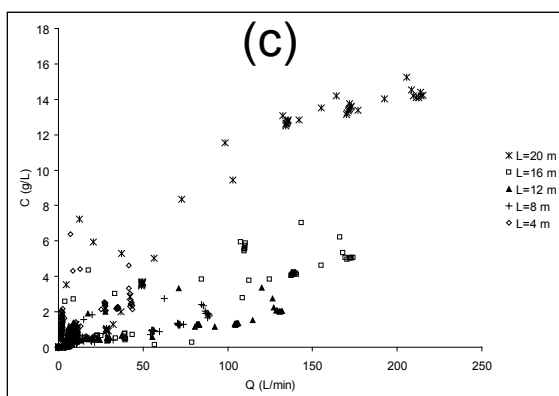
FIG. C.2: Relations entre la concentration et le débit pour les 4 types de sol testés dans cette étude



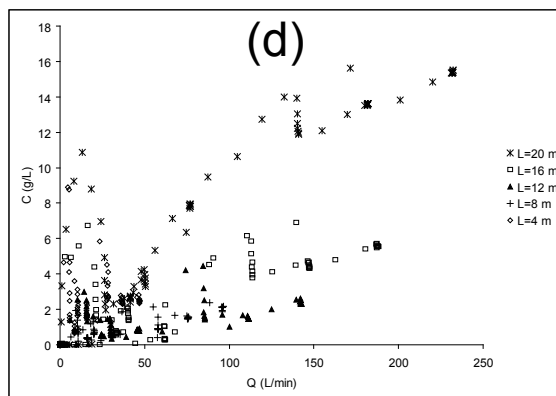
G 11 juillet Q0



G 14 sept Q0

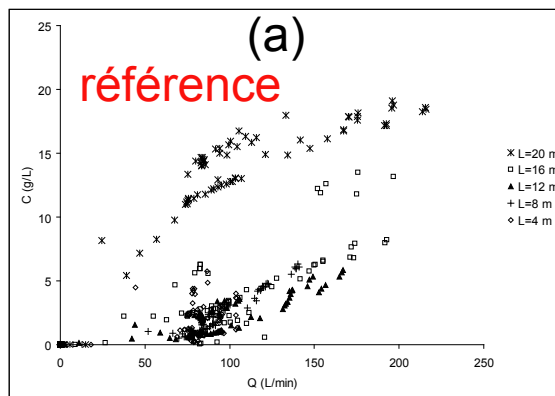


N12 sept Q0

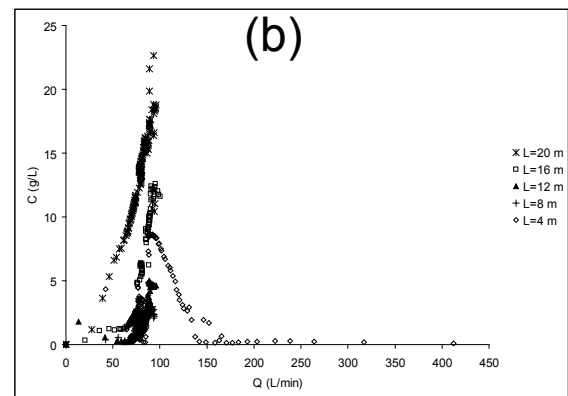


N12 sept-inv Q0

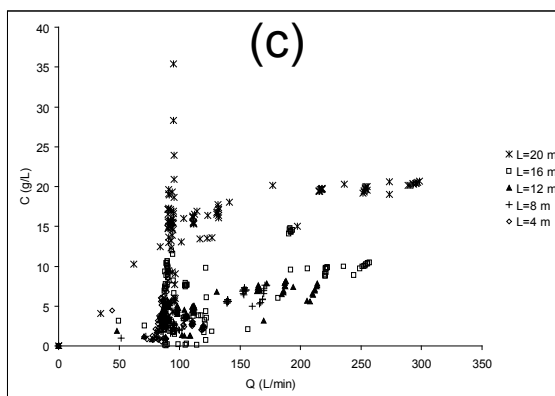
FIG. C.3: Relations entre la concentration et le débit pour les 4 pluies sans injection de débit à l'amont



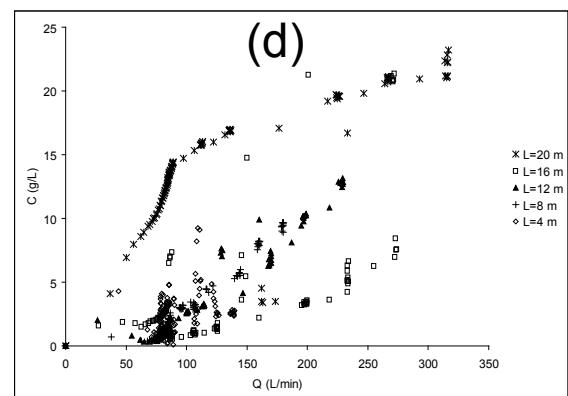
G 11 juillet Q16



G 14 sept Q16



N12 sept Q16



N12 sept-inv Q16

FIG. C.4: Relations entre la concentration et le débit pour les 4 pluies avec injection de débit à l'amont



# Bibliographie

- Abrahams, A. D., and J. F. Atkinson (1993), Relation between grain velocity and sediment concentration in overland flow, *Water Resources Research*, *29*(9), 3021–3028.
- Abrahams, A. D., A. J. Parsons, and P. J. Hirsch (1992), Field and laboratory studies of resistance to interrill overland flow on semi-arid hillslopes, southern arizona, in *Overland flow*, edited by A. J. Parsons and A. D. Abrahams, p. 438, UCL Press, London.
- Alberts, E. E., W. C. Moldenhauer, and G. R. Foster (1980), Soil aggregates and primary particles transported in rill and interrill flow, *Soil Science Society of American Journal*, *44*, 590–595.
- Allmaras, R. R., R. E. Burwell, and R. F. Holt (1967), Plow-layer porosity and surface roughness from tillage as affected by initial porosity and soil moisture at tillage time, *Soil Science Society of America Proceedings*, *31*, 550–556.
- Alonso, C. V., W. H. Neibling, and G. R. Foster (1981), Estimating sediment transport capacity in watershed modeling, *Transactions of ASAE*, *24*, 1211–1226.
- Anderson, D. A., J. C. Tannehill, and R. H. Pletcher (1984), *Computational Fluid Mechanics Heat Transfer*, MacGraw-Hill, New York.
- Augéard, B. (2006), Mécanisme de genèse du ruissellement sur sol agricole drainé sensible à la battance. études expérimentales et modélisation, Phd thesis, ENGREF.
- Bagnold, R. A. (1966), An approach to the sediment transport problem from general physics, *U.S. Geological Survey Professional, Paper 422-I*, 37 pp.
- Bennett, J. P. (1974), Concepts of mathematical modeling of sediment yield, *Water Resour. Res.*, *10*(3), 485–492.



- Beuselinck, L. (1999), Sediment deposition by overland flow : an experimental and modeling approach, Phd thesis, K.U. Leuven.
- Beuselinck, L., G. Govers, A. Steegen, and T. A. Quine (1999), Sediment transport by overland flow over an area of net deposition, *Hydrological Processes*, 13(17), 2769–2782.
- Beuselinck, L., P.-B. Hairsine, G. C. Sander, and G. Govers (2002), Evaluating a multiclass net deposition equation in overland flow conditions, *Water Resour. Res.*, 38(7), 14–1 – 14–11.
- Brunori, F., M. C. Penzo, and D. Torri (1989), Soil shear strength : its measurement and soil detachability, *Catena*, 16, 59–71.
- Camenen, B. (2002), Modélisation numérique du transport sédimentaire sur une plage sableuse, Phd thesis, Université Joseph Fourier.
- Chaplot, V., and Y. L. Bissonnais (2000), Field measurements of interrill erosion under different slopes and plot sizes, *Earth Surf. Processes and Landforms*, 25(2), 145–153.
- Chow, V. T., D. R. Maidment, and L. W. Mays (1988), *Applied hydrology*, 572 pp., McGraw-Hill.
- Cochrane, T. A., and D. C. Flanagan (2001), Deposition processes in a simulated rill, in *Soil erosion research for the 21st century*, vol. 1, edited by J. A. II and D. C. Flanagan, pp. 139–142, American Society of Agricultural Engineers, Honolulu, Hawaii, USA.
- Courault, J. D., P. Bertuzzi, and M. C. Girard (1993), Monitoring surface changes of bare soils due to slaking using spectral measurements, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 1595–1601.
- Croley, T. E. (1982), Unsteady overland sedimentation, *Journal of Hydrology*, 56, 325–346.
- Darboux, F., and C. H. Huang (2003), An instantaneous-profile laser scanner to measure soil surface microtopography, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 67, 92–99.
- Davis, S. S., G. R. Foster, and L. F. Huggins (1983), Deposition of nonuniform sediment on concave slopes, *Transactions of ASAE*, 26, 1057–1063.
- De Roo, A. P. J., C. G. Wesseling, and C. J. Ritsema (1996), Lisem : A single-event physically based hydrological and soil erosion model for drainage basins. i : Theory, input and output, *Hydrological Processes*, 10, 1107–1117.
- Dietrich, W. E. (1982), Settling velocity of natural particles, *Water Resources Research*, 18(6), 1615–1626.

- Droppo, I. G. (2001), Rethinking what constitutes suspended sediment, *Hydrological processes*, 15(9), 1551–1564.
- Einstein, H. A., and N. L. Barbarossa (1952), River channel roughness, *Transactions of ASAE*, 117, 1121–1132.
- Elliot, W., A. Liebenow, J. Laflen, and K. Kohl (1989), A compendium of soil erodibility data from wepp cropland soil field erodibility experiments 1987 and 1988, *Tech. rep.*, The Ohio State University, and USDA Agricultural Research Service, <http://top-soil.nserl.purdue.edu/nserlweb/weppmain/comp/comp.html>.
- Elliot, W. J. (1988), A process based rill erosion model, Phd thesis, Iowa State University.
- Ellison, W. D. (1947), Soil erosion studies - part i, *Agricultural Engineering*, 28, 145–146.
- Esteves, M., X. Faucher, S. Galle, and M. Vauclin (2000), Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain : Numerical results versus observed values, *J. Hydrol.*, 228(3), 265–282.
- Ewen, J., G. Parkin, and P. E. O’Connell (2000), Shetran : Distributed river basin flow and transport modeling system, *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(3), 250–258.
- Favis-Mortlock, D. T., J. Boardman, A. J. Parsons, and B. Lascelles (2000), Emergence and erosion : a model for rill initiation and development, *Hydrological Processes*, 14, 2173–2205.
- Ferro, V. (1998), Evaluating overland flow sediment transport capacity, *Hydrological Processes*, 12(12), 1895–1910.
- Finkner, S. C., M. A. Nearing, G. R. Foster, and J. E. Gilley (1989), A simplified equation for modeling sediment transport capacity, *Transactions of ASAE*, 32(5), 1545–1550.
- Foster, G. R. (1982), Modeling the erosion process, in *Hydrologic Modeling of Small Watersheds*, *ASAE Monogr.*, vol. 5, edited by C. Haan and D. Brakensiek, pp. 295 – 380, Am. Soc. of Agric. Eng., St. Joseph, Mich.
- Foster, G. R., and L. D. Meyer (1972), A closed-form soil erosion equation for upland areas, in *Sedimentation Symposium to Honor Prof. H. A. Einstein*, vol. 12, edited by H. W. Shen, pp. 12.1 –12.19, Colo. State Univ., Fort Collins.

- Foster, G. R., L. F. Huggins, and L. D. Meyer (1984), A laboratory study of rill hydraulics : ii. shear stress relationships, *Transactions of ASAE*, pp. 797–803.
- Foster, G. R., R. A. Young, and W. H. Neibling (1985), Sediment composition for non-point source pollution analyses, *Transactions of ASAE*, 28(1), 133–139.
- Foster, G. R., D. C. Flanagan, M. A. Nearing, L. J. Lane, L. M. Risse, and S. C. Finkner (1995), Ch. 11 hillslope erosion component, in *Water Erosion Prediction Project : Hillslope Profile and Watershed Model Documentation*, vol. USDA NSERL Rep. 10, edited by D. C. Flanagan and M. Nearing, p. 13, Natl. Soil Erosion Res. Lab., Agric. Res. Serv., U.S. Dep. of Agric., West Lafayette, Indiana.
- Gilley, J. E., and S. C. Finkner (1985), Estimating soil detachment caused by raindrop impact, *Transactions of ASAE*, pp. 140–146.
- Gilley, J. E., and M. A. Weltz (1995), Ch. 10 hydraulics of overland flow, in *Water Erosion Prediction Project : Hillslope Profile and Watershed Model Documentation*, vol. USDA NSERL Rep. 10, edited by A. Parsons and A. Abrahams, p. 7, Natl. Soil Erosion Res. Lab., Agric. Res. Serv., U.S. Dep. of Agric., West Lafayette, Indiana.
- Gilley, J. E., D. C. Flanagan, E. R. Kottwitz, and M. A. Weltz (1992), Darcy-weisbach roughness coefficients for overland flow, in *Overland flow*, edited by A. Parsons and A. Abrahams, p. 438, UCL Press, London.
- Gimenez, R. (2003), Hydraulics and erosion consideration in eroding rills : an experimental approach, Ph.D. thesis, K.U. Leuven.
- Gimenez, R., and G. Govers (2001), Interaction between bed roughness and flow hydraulics in eroding rills, *Water Res. Research*, 37(3), 791–799.
- Gimenez, R., O. Planchon, N. Silvera, and G. Govers (2004), Longitudinal velocity patterns and bed morphology interactions in a rill, *Earth Surface Processes and Landforms*, 29, 105–114.
- Govers, G. (1987), Initiation of motion in overland flow, *Sedimentology*, 34, 1157–1164.
- Govers, G. (1989), Grain velocities in overland flow : a laboratory study, *Earth Surface Processes and Landforms*, 14, 481–498.

- Govers, G. (1992), Evaluation of transporting capacity formulae for overland flow, in *Overland flow*, edited by A. Parsons and A. Abrahams, p. 438, UCL Press, London.
- Govers, G., and J. Poesen (1988), Assessment of the inter-rill and rill contributions to total soil loss from an upland field plot, *Geomorphology*, 1, 343–354.
- Govers, G., and G. Rauws (1986), Transporting capacity of overland flow on plane and on irregular beds, *Earth Surf. Processes Landforms*, 11, 515–524.
- Govers, G., I. Takken, and K. Helming (2000), Soil roughness and overland flow, *Agronomie*, 20, 131–146.
- Govindaraju, R. S., and M. L. Kavvas (1991), Modeling the erosion process over steep slopes : approximate analytical solutions, *J. Hydrol.*, 127(1-4), 279–305.
- Graf, W. H. (1971), *Hydraulics of sediment transport*, McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering, 513 pp., New York : McGraw-Hill.
- Gratiot, N., H. Michallet, and M. Mory (2005), On the determination of the settling flux of cohesive sediments in a turbulent fluid, *Journal of Geophysical Research Oceans*, in press.
- Grayson, R., and G. Blöschl (2000), *Spatial Patterns in Catchment Hydrology : Observations and Modelling*, 404 pp., Cambridge University Press.
- Grayson, R. B., G. Blöschl, and I. D. Moore (1995), Distributed parameter hydrologic modelling using vector elevation data : Thales and tapes-c., in *Computer Models of Watershed Hydrology*, edited by V. P. Singh, chap. 19, pp. 669–696, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado.
- Guy, B. T., R. P. Rudra, and W. T. Dickinson (1992), Process-oriented research on soil erosion and overland flow, in *Overland flow*, edited by A. J. Parsons and A. D. Abrahams, p. 438, UCL Press, London.
- Guyot, G. (1999), *Climatologie de l'environnement*, 525 pp., Dunod.
- Hairsine, P. B., and C. W. Rose (1991), Rainfall detachment and deposition : Sediment transport in the absence of flow-driven processes, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 55(2), 320–324.
- Hairsine, P.-B., and C.-W. Rose (1992a), Modeling water erosion due to overland flow using physical principles. 1. sheet flow., *Water Resour. Res.*, 28(1), 237–243.

- Hairsine, P.-B., and C.-W. Rose (1992b), Modeling water erosion due to overland flow using physical principles. 2. rill flow, *Water Resour. Res.*, 28(1), 245–250.
- Hauet, A., A. Kruger, A. Krajewski, A. Bradley, M. Muste, J. Creutin, and M. Wilson (2005), Real-time estimation of discharges of the iowa river using an image-based method, *submitted to Journal of Hydrologic Engineering*.
- Helming, K., M. J. M. Römken, and S. N. Prasad (1998), Surface roughness related processes of runoff and soil loss : a flume study, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 62, 243–250.
- Huang, C., and J. M. Bradford (1990), Depressional storage for markov-gaussian surfaces, *Water Res. Research*, 26, 2235–2242.
- Huang, C., L. K. Wells, and L. D. Norton (1999), Sediment transport capacity and erosion processes : model concepts and reality, *Earth Surface Processes and Landforms*, 24(6), 503–516.
- Huang, C.-H., J. M. Bradford, and J. M. Laflen (1996), Evaluation of the detachment-transport coupling concept in the wepp rill erosion equation, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 60, 734–739.
- Jester, W., and A. Klik (2005), Soil surface roughness measurement–methods, applicability, and surface representation, *CATENA 25 Years of Assessment of Erosion*, 64(2-3), 174–192.
- Jetten, V., A. de Roo, and D. Favis-Mortlock (1999), Evaluation of field-scale and catchment-scale soil erosion models, *CATENA*, 37(3-4), 521–541.
- Jetten, V., G. Govers, and R. Hessel (2003), Erosion models : quality of spatial predictions, *Hydrological processes*, 17, 887–900.
- Julien, P.-Y. (1998), *Erosion and sedimentation*, 280 pp., Cambridge University Press.
- Julien, P. Y., and D. B. Simons (1985), Sediment transport capacity of overland flow, *Transactions of ASAE*, 28(3), 755–762.
- Kilinc, M., and E. V. Richardson (1973), Mechanics of soil erosion from overland flow generated by simulated rainfall, *Hydrology Papers, Paper 63*, 54.
- Kinnell, P. I. A. (1990), The mechanics of raindrop-induced flow transport, *Australian Journal of Soil Research*, 28, 497–516.

- Kinnell, P. I. A. (2001), Particle travel distances and bed and sediment compositions associated with rain-impacted flows, *Earth Surf. Processes Landforms*, 26, 749–758.
- Kinnell, P. I. A. (2005), Raindrop impact induced erosion processes and prediction : A review, *Hydrological processes*, 19(14), 2815–2844.
- Kinnell, P. I. A. (2006), Simulations demonstrating interaction between coarse and fine sediment loads in rain-impacted flow, *Earth Surf. Processes and Landforms*, 31(3), 355–367.
- Klute, A. (1986), *Methods of Soil Analysis. Part 1 : Physical and mineralogical methods*, Book series : 5, Soil Science Society of America.
- Koch, A. (2004), Modélisation de l'érosion des sols par le ruissellement : étude du modèle psem\_2d, analyse de sensibilité, Stage de master m1 de mécanique, Université Joseph Fourier.
- Kuipers, H. (1957), A reliefmeter for soil cultivation studies, *Neth. J. Agric. Sci.*, 5, 255–262.
- Lane, S. N. (2005), Roughness - time for a re-evaluation ?, *Earth Surf. Processes and Landforms*, 30, 251–253.
- Lawrence, D. S. L. (1997), Macroscale surface roughness and frictional resistance in overland flow, *Earth Surf. Processes Landforms*, 22, 365–382.
- Le Bissonnais, Y. (1996), Aggregate stability and assessment of soil crustability and erodibility : I. theory and methodology, *European Journal of Soil Science*, 47, 425–437.
- Leguédais, S. (2003), Mécanismes de l'érosion diffuse des sols. modélisation du transfert et de l'évolution granulométrique des fragments de terre érodés, Phd thesis, Université d'Orléans.
- Leguédais, S., and Y. LeBissonnais (2004), Size fractions resulting from an aggregate stability test, interrill detachment and transport, *Earth Surf. Processes and Landforms*, 29, 1117–1129.
- Lei, T., M. Nearing, K. Haghighi, and V. F. Bralts (1998), Rill erosion and morphological evolution : a simulation model, *Water Resour. Res.*, 34(11), 3157–3168.
- Leonard, J., and G. Richard (2004), Estimation of runoff critical shear stress for soil erosion from soil shear strength, *CATENA*, 57(3), 233–249.
- Li, R. M. (1979), Water and sediment routing from watersheds, in *Modeling of rivers*, edited by H. W. Shen, Wiley, New York.

- Liggett, J. A., and J. A. Cunge (1975), Chapter 4 numerical methods of solution of the unsteady flow equations, in *Unsteady flow in open channels*, vol. I, edited by K. Mahmood and V. Yevjevich, p. 484, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
- Low, H. S. (1989), Effect of sediment density on bed-load transport, *Journal of Hydraulic Engineering*, 115, 124–138.
- MacCormack, R. W. (1969), *The effect of viscosity in hypervelocity impact cratering*, vol. Paper 69-354, Am. Inst. Aeronaut. Astronaut., New York.
- Merten, G. H., M. A. Nearing, and A. L. O. Borges (2001), Effect of sediment load on soil detachment and deposition in rills, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 65, 861–868.
- Metivier, F., and P. Meunier (2003), Input and output mass flux correlations in an experimental braided stream. implications on the dynamics of bed load transport, *Journal of Hydrology*, 271, 22–38.
- Meyer, L. D., and W. H. Wischmeier (1969), Mathematical simulation of the process of soil erosion by water, *Trans. ASAE*, 12(6), 754–762.
- Misra, R. K., and C. W. Rose (1995), An examination of the relationship between erodibility parameters and soil strength, *Aust. J. Soil Res.*, 33, 715–732.
- Misra, R. K., and C. W. Rose (1996), Application and sensitivity analysis of process-based erosion model guest, *European Journal of Soil Science*, 47, 593–604.
- Moore, I. D., and R. B. Grayson (1991), Terrain-based catchment partitioning and runoff prediction using vector elevation data, *Water Res. Research*, 27, 1177–1191.
- Moran, M. S., A. Vidal, D. Troufleau, J. Qi, T. R. Clarke, P. J. Pinter, T. A. Mitchell, and Y. Inoué (1997), Combining multifrequency microwave and optical data for crop management, *Remote Sens. Environ.*, 61, 96–109.
- Morgan, R. P. C., et al. (1998), *The European soil erosion model (EUROSEM) : documentation and user guide*, Silsoe College, Cranfield University.
- Moss, A. J., P. H. Walker, and J. Hutka (1979), Raindrop-stimulated transportation in shallow water flows : an experimental study, *Sediment. Geol.*, 22, 165–184.

- Moss, A. J., P. H. Walker, and J. Hutka (1980), Movement of loose, sandy detritus by shallow water flows : an experimental study, *Sediment. Geol.*, 25, 43–66.
- Moussa, R., and C. Bocquillon (1996), Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels, *Journal of Hydrology*, 186, 1–30.
- Nearing, M. A., and S. C. Parker (1994), Detachment of soil by flowing water under turbulent and laminar conditions, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 58, 1612–1614.
- Nearing, M. A., G. R. Foster, L. J. Lane, and S. C. Finkner (1989), A process-based soil erosion model for usda-water erosion prediction project technology, *Transactions of ASAE*, 32, 1587–1593.
- Nearing, M. A., S. C. Parker, J. M. Bradford, and W. J. Elliot (1991), Tensile strength of thirty-three saturated repacked soils, *Soil Science Society of America Journal*, 55(6), 1546–1551.
- Nearing, M. A., L. D. Norton, D. A. Bulgakov, G. A. Larionov, L. T. West, and K. M. Dontsova (1997), Hydraulics and erosion in eroding rills, *Water Res. Research*, 33(4), 865–876.
- Nicolas, M. (2006), Ruissellement et longueur de versant : étude numérique et expérimentale sous pluies simulées, Master m2r terre-univers-environnement, Université Joseph Fourier.
- Nord, G. (2003), Modélisation de l'érosion en rigoles par le ruissellement, Dea mécanique des milieux géophysiques et environnement, Université Joseph Fourier.
- Nord, G., and M. Esteves (2005), Psem\_2d : a physically-based model of erosion processes at the plot scale, *Water Res. Research*, 41(8).
- Nord, G., and M. Esteves (submitted\_a), Evaluation of sediment transport formulae and detachment parameters in eroding rills using psem\_2d and the wepp database : Part 1 experimental data analysis, *Water Res. Research*.
- Nord, G., and M. Esteves (submitted\_b), Evaluation of sediment transport formulae and detachment parameters in eroding rills using psem\_2d and the wepp database : Part 2 numerical experiments, *Water Res. Research*.
- Parsons, A. J., and S. G. L. Stromberg (1998), Experimental analysis of size and distance of travel of unconstrained particles in interrill flow, *Water Res. Research*, 34(9), 2377–2381.



- Parsons, A. J., A. D. Abrahams, and S.-H. Luk (1991), Size characteristics of sediment in interrill overland flow on a semiarid hillslope, southern arizona, *Earth Surf. Processes Landforms*, 16, 143–152.
- Parsons, A. J., S. G. L. Stromberg, and M. Greener (1998), Sediment-transport competence of rain-impacted interrill overland flow, *Earth Surf. Processes Landforms*, 23, 365–375.
- Parsons, A. J., J. Wainwright, D. M. Powell, J. Kaduk, and R. E. Brazier (2004), A conceptual model for determining soil erosion by water, *Earth Surface Processes and Landforms*, 29(10), 1293–1302.
- Piedra-Cueva, I. (1996), Contribution à l'étude des mécanismes de transport des sédiments cohésifs, Ph.D. thesis, Université Joseph Fourier.
- Planchon, O., N. Silvera, R. Gimenez, D. Favis-Mortlock, J. Wainwright, Y. L. Bissonnais, and G. Govers (2005), Estimation of flow velocity in a rill using an automated salt-tracing gauge, *Earth Surf. Processes and Landforms*, 30, 833–844.
- Podmore, T. H., and L. F. Huggins (1981), An automated profile meter for surface roughness measurements, *Transactions of the ASAE*, 24(3), 663–665.
- Polyakov, V. O., and M. A. Nearing (2003), Sediment transport in rill flow under deposition and detachment conditions, *CATENA*, 51(1), 33–43.
- Polyakov, V. O., and M. A. Nearing (2004), Rare earth element oxides for tracing sediment movement, *CATENA*, 55(3), 255–276.
- Proffitt, A. P. B., and C. W. Rose (1991a), Soil erosion processes. i. the relative importance of rainfall detachment and runoff entrainment, *Australian Journal of Soil Research*, 29, 671–683.
- Proffitt, A. P. B., and C. W. Rose (1991b), Soil erosion processes. ii. settling velocity characteristics of eroded sediment, *Aust. J. Soil Res.*, 29, 685–695.
- Proffitt, A. P. B., C. W. Rose, and P. B. Hairsine (1991), Rainfall detachment and deposition : Experiments with low slopes and significant water depths, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 55(2), 325–332.
- Prosser, I. P., and P. Rustomji (2000), Sediment transport capacity relations for overland flow, *Progress in Physical Geography*, 24(Part 2), 179–194.

- Rauws, G. (1988), Laboratory experiments on resistance to overland flow due to composite roughness, *Journal of Hydrology*, 103(1-2), 37–52.
- Rhoton, F. E., L. D. Meyer, and F. D. Whisler (1983), Densities of wet aggregates sediment from different textured soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 47, 576–578.
- Rieke-Zapp, D. H., and M. Nearing (2005), Slope shape effects on erosion : a laboratory study, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 69, 1463–1471.
- Roche, N. (2006), Modélisation du ruissellement sur surfaces rugueuses : approche numérique et expérimentale, Phd thesis, Université Joseph Fourier.
- Rose, C. W. (2004), *An introduction to the environmental physics of soil, water and watersheds*, 441 pp., Cambridge University Press.
- Rose, C. W., J. R. Williams, G. C. Sander, and D. A. Barry (1983), A mathematical model of soil erosion and deposition processes : I. theory for a plane land element, *Soil Science Society of America Journal*, 47, 991–995.
- Saleh, A. (1993), Soil roughness measurement : chain method, *J. Soil Water Conserv.*, 48, 527–529.
- Sano, E. E., A. R. Heate, D. Troufleau, M. S. Moran, and A. Vidal (1998), Relation between ers-1 synthetic aperture radar data and measurements of surface roughness and moisture content of rocky soils in a semiarid rangeland, *Water Res. Research*, 34, 1491–1498.
- Sarli, G. O., R. R. Filgueira, and D. Gimenez (2001), Measurement of soil aggregate density by volume displacement in two non-mixing liquids, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 65, 1400–1403.
- Savat, J. (1980), Resistance to flow in rough supercritical sheet flow, *Earth Surf. Processes*, 5, 103–122.
- Séchet, P. (1996), Contribution à l'étude des structures cohérentes en turbulence de paroi. de leur influence sur le transport des sédiments dans le cas du charriage, Ph.D. thesis, Institut National Polytechnique de Toulouse.
- Schmidt, J. (1991), A mathematical model to simulate rainfall erosion, *Catena Supplement* 19, pp. 101–109.

- Sharma, P. P., S. C. Gupta, and G. R. Foster (1993), Predicting soil detachment by raindrops, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57(3), 674–680.
- Singer, M. J., and P. H. Walker (1983), Rainfall-runoff in soil erosion with simulated rainfall, overland flow and cover, *Aust. J. Soil Res.*, 21, 109–22.
- Singhal, M. K., J. Mohan, and A. K. Agrawal (1980), Role of grain shear stress in sediment transport, *Irrigation and power*, pp. 105–108.
- Slattery, M., and T. Burt (1997), Particle size characteristics of suspended sediment in hillslope runoff and stream flow, *Earth Surface Processes and Landforms*, 22(8), 705–719.
- Smart, G. M. (1984), Sediment transport formula for steep channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 267–276.
- Smith, R. E., D. C. Goodrich, D. A. Woolhiser, and C. A. Unkrich (1995), Kinneros : a kinematic runoff and erosion model, in *Computer Models of Watershed Hydrology*, Water Resources Publications, Highlands Ranch, CO.
- Soulsby, R. L. (1997), *Dynamics of marine sands, a manual for practical applications*, Thomas Telford.
- Stone, P. M., and D. E. Walling (1996), The particle-size selectivity of sediment mobilization from devon hillslopes, in *Advances in hillslopes processes, Volume 1*, edited by M. Anderson and S. Brooks, Wiley.
- Takken, I., and G. Govers (2000), Hydraulics of interrill overland flow on rough, bare soil surfaces, *Earth Surf. Processes and Landforms*, 25, 1387–1402.
- Takken, I., L. Beuselinck, J. Nachtergaele, G. Govers, J. Poesen, and G. Degraer (1999), Spatial evaluation of a physically-based distributed erosion model (lisem), *CATENA*, 37(3-4), 431–447.
- Tatard, L. (2005), Modélisation numérique de la vitesse de ruissellement sur sol nu ; implications sur la modélisation de l'érosion, Master sciences et technologies, mention sciences de l'univers, environnement, ecologie master de sciences et technologies, mention sciences agronomiques, de l'environnement et du paysage. durabilité des agro-écosystèmes, Université Pierre et Marie Curie.

- Tatard, L., O. Planchon, G. Nord, D. Favis-Mortlock, J. Wainwright, N. Silvera, O. Ribolzi, and M. Esteves (2006), Hydraulics of rill initiation in low-slope sandy soils, *Journal of Hydrology*, *submitted*.
- Thompson, A. M., B. N. Wilson, and B. J. Hansen (2004), Shear stress partitioning for idealized vegetated surfaces, *Transactions of ASAE*, *47*(3), 701–709.
- Van Rijn, L. C. (1984a), Sediment transport, part i : bed load transport, *Journal of hydraulic engineering*, *110*(10), 1431–1454.
- Van Rijn, L. C. (1984b), Sediment transport, part ii : suspended load transport, *Journal of hydraulic engineering*, *110*(11), 1613–1639.
- Vertessy, R. A., T. J. Hatton, P. J. O’Shaughnessy, and M. D. A. Jayasuriya (1993), Predicting water yield from a mountain ash forest catchment using a terrain analysisbased catchment model, *Journal of Hydrology*, *150*, 665–700.
- Walling, D. E. (1990), Linking the field to the river : sediment delivery from agricultural land, in *Soil Erosion on Agricultural Land*, edited by I. F. J. Boardman and J. Dearing, John Wiley and Sons.
- Walling, D. E. (2005), Tracing suspended sediment sources in catchments and river systems, *Science of the total environment*, *344*, 159–184.
- Yalin, M. S. (1963), An expression for bed-load transportation, *Proceedings of the American Society of Civil Engineering*, *89*, 221–250.
- Yalin, M. S., and E. Karahan (1979), Incipient of sediment transport, *Journal of the hydraulics division*, *105*(11), 1433–1443.
- Yariv, S. (1976), Comments on the mechanism of soil detachment by rainfall, *Geoderma*, *15*(5), 393–399.
- Young, R. A. (1980), Characteristics of eroded sediment, *Transactions of ASAE*, *23*(5), 1139–1142.
- Zhang, G.-H., B.-Y. Liu, M. A. Nearing, C.-H. Huang, and K.-L. Zhang (2002), Soil detachment by shallow flow, *Transactions of ASAE*, *45*(2), 351–357.

Zhang, G.-H., B.-Y. Liu, G.-B. Liu, X.-W. He, and M. A. Nearing (2003), Detachment of undisturbed soil by shallow flow, *Soil Science Society of America Journal*, 67(3), 713–719.

Zhang, W. (1990), Numerical simulation of the hydrodynamics of overland flow with spatial variation in its physical characteristics, Phd thesis, University of Washington.

Zhang, W., and T. W. Cundy (1989), Modeling of two dimensional overland flow, *Water Resources Research*, 25, 2019–2035.



*Thèse de doctorat :*

## **MODELISATION A BASE PHYSIQUE DES PROCESSUS DE L'EROSION HYDRIQUE A L'ECHELLE DE LA PARCELLE**

*Nom de l'auteur :*

**Guillaume NORD**

*Etablissement :*

**Université Joseph Fourier - Grenoble 1**

*Laboratoire :*

**Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement  
(LTHE, UMR 5564, CNRS-INPG-IRD-UJF)**

*Résumé :*

Cette étude s'inscrit dans le développement de modèles à base physique de l'érosion hydrique à l'échelle des versants. L'objectif est la construction d'un modèle numérique (PSEM\_2D, Plot Soil Erosion Model) couplant les mécanismes d'infiltration, de ruissellement et d'érosion. Les paramétrisations sélectionnées sont implémentées dans le modèle. Une première évaluation à partir de données de la littérature donne des résultats satisfaisants et montre l'intérêt d'un tel outil pour l'étude des transferts d'eau et de particules. L'étude se concentre ensuite sur les processus de l'érosion concentrée. L'analyse d'une base de donnée américaine portant sur la distribution granulométrique des particules exportées, l'hydraulique et les régimes d'érosion dans des rigoles révèle l'existence de différents comportements fonction de la texture des sols et sert de base à une comparaison avec PSEM\_2D. Les formules de capacité de transport de Low (1989) et de Govers (1992) donnent les meilleurs résultats. Le modèle d'arrachement permet de reproduire les régimes d'érosion mais atteint ses limites quand des rigoles trop profondes se forment. Une étude expérimentale dans un canal de 3 m de long est menée pour améliorer la paramétrisation du transport de particules en distinguant transport en suspension et charriage en fonction en particulier de la taille et de la densité des particules. Enfin, le modèle numérique est utilisé pour une étude de cas de l'érosion hydrique sur une parcelle de 100 m<sup>2</sup> pour différentes configurations hydrologiques, topographiques et pédologiques. Les résultats sont analysés à l'exutoire de la parcelle et le long d'une toposéquence de 20 m de long divisé en cinq tronçons.

*Mots clés :*

érosion hydrique ; modélisation à base physique ; parcelle ; érosion concentrée ; ruissellement ; distribution granulométrique ; transport de sédiment ; expérience de laboratoire.

---

*Abstract :*

This study comes within the development of physically based models of water erosion at the field scale. The objective is to build a numerical model (PSEM\_2D, Plot Soil Erosion Model) coupling the mechanisms of infiltration, overland flow and erosion. The selected parameterizations are first implemented in the model. A preliminary evaluation using data of the literature gives acceptable results and highlights the usefulness of such a tool for studying the transfer of water and sediment. The study then focuses on the processes of rill erosion. Data from an American database on particle-size distribution of exported sediment, hydraulics and erosion regimes in rills are analysed. The results reveal that different behaviours may be distinguished depending on the soil texture. A comparison between the observed data and the results of PSEM\_2D is carried out. The transport capacity formulae of Low (1989) and Govers (1992) give the best results. The detachment model allows reproducing the erosion regimes but reaches its limits when deep rills are forming. An experimental study in a 3 m long flume is undertaken to improve the parameterization of the transport of particles. Suspension and bed load transport are distinguished based on the size and density of the particles. Finally, PSEM\_2D is used for a case study on water erosion. 192 simulations are run over a 100 m<sup>2</sup> plot for different conditions of rain, run-on, topography and soil properties. The results are examined at the outlet of the plot and within the plot divided in 5 zones along the slope length.

*Keywords :*

water erosion ; physically-based modelling ; plot scale ; rill erosion ; overland flow ; particle-size distribution ; sediment transport ; laboratory experiment.